

# ARMIERTER BETON.

1912. DEZEMBER.

## INHALT:

- Die Eisenbahnbrücke über die Bode bei Thale am Harz. Von Dipl.-Ing. Robert Berman (Bremen). S. 441.  
Prüfung und Verwendung des Zementes nach Gewichts- und Raumteilen. Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt Darmstadt. Von Privatdozent Dr.-Ing. E. Preuß (Darmstadt). S. 451.  
Die Bedeutung des Steifigkeitsverhältnisses bei einfachen Rahmenkonstruktionen. Von Bauinspektor Scharff (Hamburg). (Schluß von S. 429.) S. 455.  
Unfallstatistik. S. 459.  
Literaturschau. S. 462.  
Wirtschaftliche Rundschau. Von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin). S. 466.  
Verschiedene Mitteilungen. S. 468. — Mitteilungen über Patente. S. 469. — Bücherbesprechungen. S. 469. — Neue Bücher. S. 470. — Berichtigung. S. 470. — Nachtrag. S. 470.

## DIE EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DIE BODE BEI THALE AM HARZ.

Von Dipl.-Ing. Robert Berman,

Ingenieur der Beton- und Eisenbetonbau-Unternehmung, Paul Kossel & Cie. (Bremen).

Noch vor wenigen Jahren war die Eisenbetonbauweise und besonders die Verwendung schlaffer Eiseneinlagen beim Bau von Eisenbahnbrücken in Deutschland verpönt. In den letzten Jahren jedoch hat der Eisenbetonbau sich auch dieses Anwendungsgebiet mehr und mehr zu erobern begonnen und sich hierbei so gut bewährt, daß wir hoffen dürfen, die bisher geringe Zahl der Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton bald beträchtlich vermehrt zu sehen. Daß durch die Anwendung einer Eiseneinlage in vielen Fällen vor den reinen

Stamfbetonbrücken große wirtschaftliche und konstruktive Vorteile erzielt werden, ist unbestreitbar und die befürchteten Nachteile, wie z. B. eine Lockerung der Eiseneinlagen durch die Stoßwirkung der Lokomotiven usw. sind — wie vorausszusehen war — ausgeblieben.

Als es sich im Frühjahr dieses Jahres darum handelte, im Zuge des Anschlußgleises vom Bahnhof Thale—Roßtrappe nach dem Hüttenwerk Thale eine Brücke über die Bode zu erbauen, entschied sich die Direktion der Halberstadt-Blankenburger Eisenbahngesellschaft für den von der Firma

Paul Kossel & Cie. in Bremen ausgearbeiteten Entwurf, der sich im wesentlichen durch eine ausgedehnte Verwendung des eisenbewehrten Betons von den anderen eingereichten Entwürfen unter-

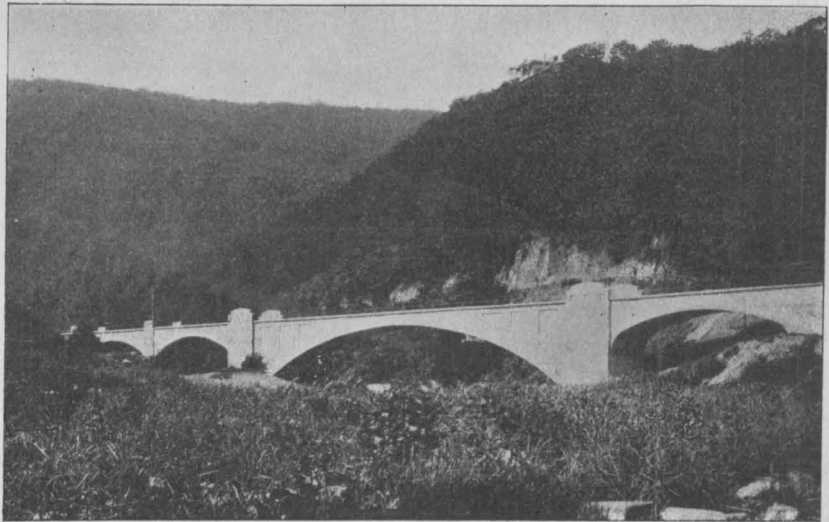
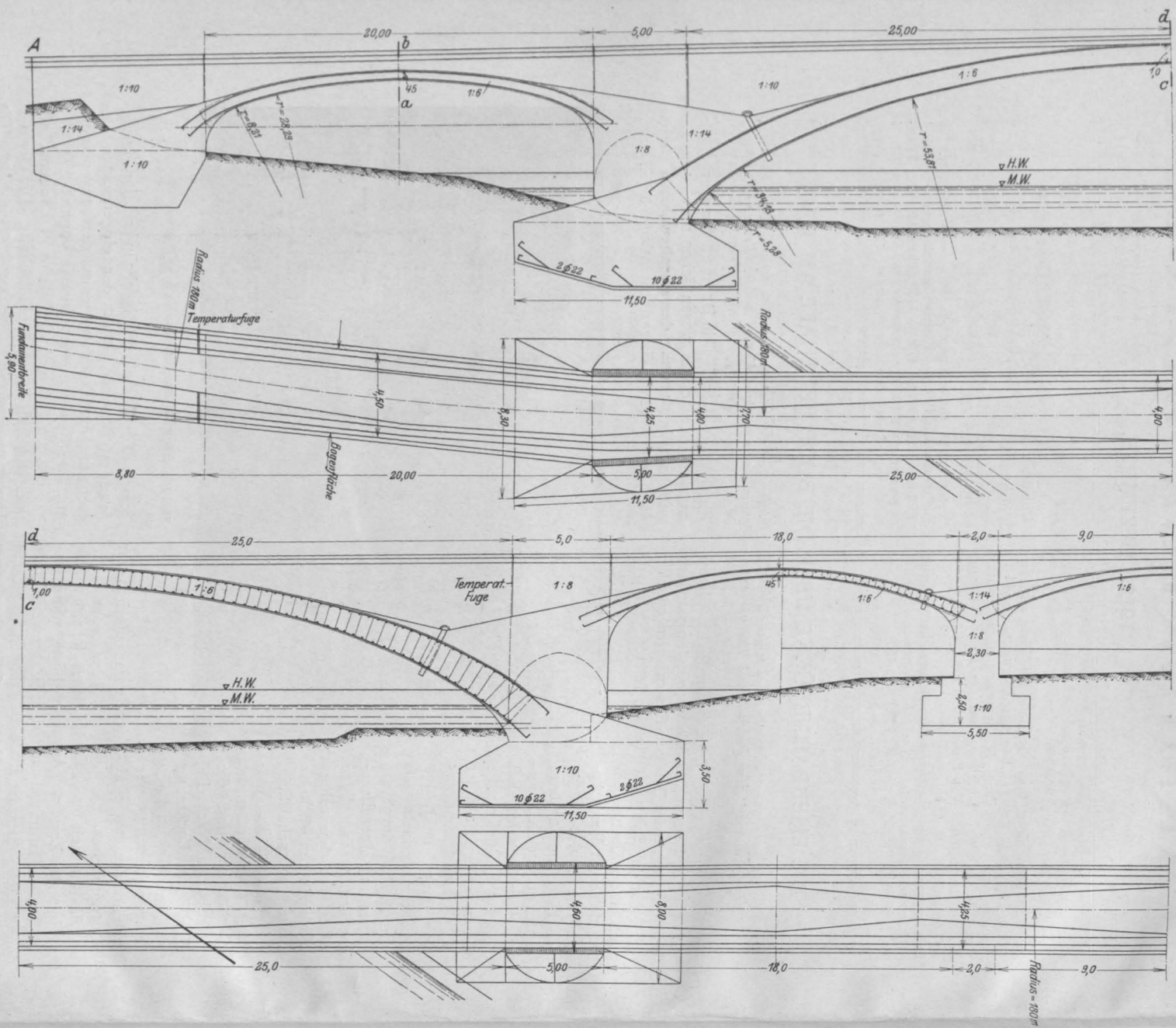


Fig. 1. Ansicht der Brücke.

schied. Die Königliche Eisenbahndirektion Magdeburg erteilte auf Grund der eingereichten Berechnung die Bauerlaubnis, so daß unverzüglich mit dem Bau begonnen werden konnte.

Fig. 2 u. 3 zeigen die Brücke im Längenschnitt und Grundriß, Fig. 4, 5, 6 im Schnitt. Die Gesamtlänge des Bauwerkes beträgt 154,3 m und stellt dasselbe eine Aufeinanderfolge von fünf ein-



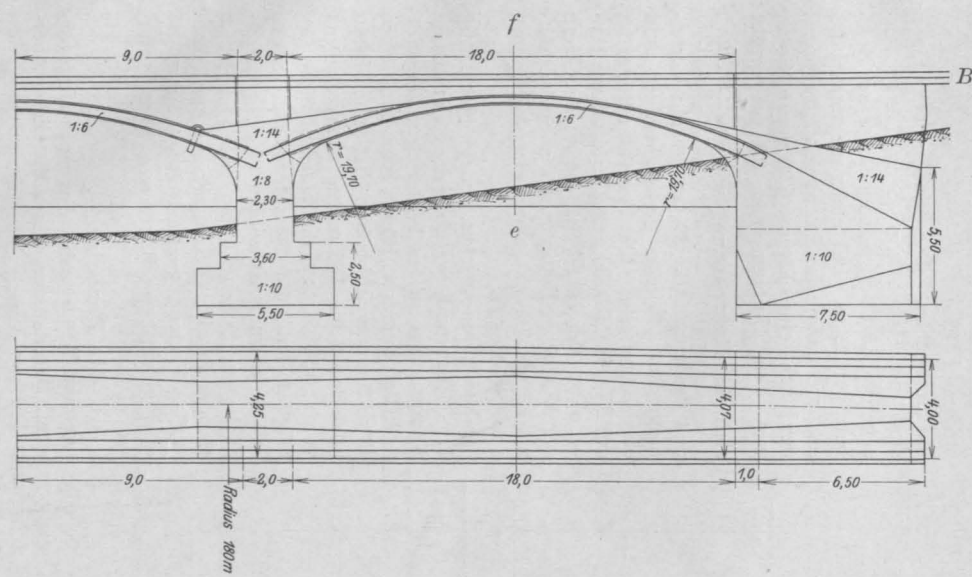
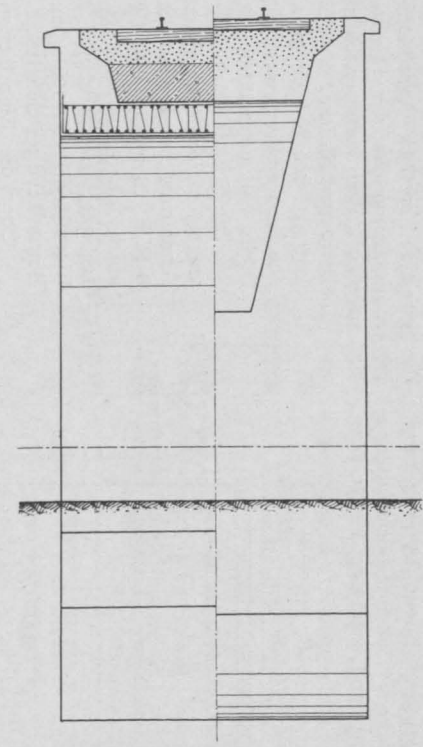


Fig. 2 u. 3. Längsschnitt und Grundriß.



Schnitt e-f. Ansicht nach B.

Fig. 6.

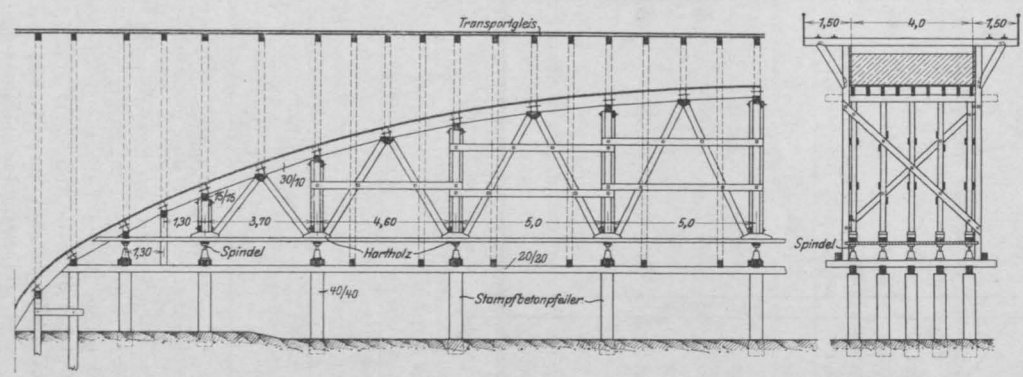


Fig. 23. Lehrgerüst.

gespannten Bogen dar, deren lichte Spannweite 50 m, 20 m und bei drei Bogen 18 m beträgt. Die Breite der Brücke ist für eine normalspurige Gleisanlage berechnet und beträgt in der Geraden

und 8 m Breite. Dieses wurde ermöglicht durch die günstige erhöhte Anordnung der kleinen Bögen, durch welche der Horizontalschub zum Teil aufgehoben wird und durch die vorzüglichen Bodenverhältnisse, welche eine Belastung bis 6 kg/qcm als zulässig erscheinen ließen, was jedoch an keiner Stelle voll ausgenützt erscheint.

Die Scheitelstärke dieses Bogens beträgt 1 m, die Kämpferstärke 2 m. Die Armierung beträgt auf 1 m Brückenbreite 8 R. E. 28 m/m  $\varnothing$  und 1 R. E. 16 m/m  $\varnothing$  an der oberen sowohl als an der unteren Leibung, entsprechend einer gesamten Eisenfläche von 100 qcm, also 1% der Betonfläche im Scheitel.

Über die Einzelheiten der Eiseneinlagen sei das Nachfolgende bemerkt:

Der Stoß der Eisen ist versetzt angeordnet, derart, daß zwischen zwei gestoßenen Eisen je zwei ungestoßene hindurchgehen. Die Enden der Eisen sind mit Haken von 15 cm Länge versehen. Die Übergreifungslänge am Stoß beträgt 1,25 m. Bei einer maximalen Inanspruchnahme des Eisens von 710 kg/qcm, der Fläche eines Eisens  $\varnothing$  28 von 6,16 qcm und dem Umfang von 8,8 cm ergibt sich eine Haftspannung von  $\tau = \frac{710 \cdot 6,16}{8,8 \cdot 125} = 4 \text{ kg/qcm}$ . Alle 50 cm ist ein Verteilungseisen 16 mm  $\varnothing$  angeordnet und eine Bügelreihe. Die Form der Bügel ist aus Fig. 7 zu ersehen. Durch diese Anordnung der Bügel ist die sichere Lage der Eisen im Beton unter allen Verhältnissen gewährleistet und eine Lockerung ausgeschlossen.

Die Eisen reichen zu je ein Drittel 1 m, 1,5 m und 2 m über die theoretische Kämpferfuge in das Widerlager herein.

Die kleineren Bögen von 20 m bzw. 18 m Spannweite haben bei einer Pfeilhöhe von 2 bis 2,35 m ein Stichverhältnis von 1:8,5 bis 1:9, die Scheitelstärke beträgt 45 cm, die Kämpferstärke 75 cm. Die Armierung ist wieder 1% der Betonfläche im Scheitel, also auf 1 m Breite 45 qcm Eisen. Die Anordnung der Eisenstöße, Verteilungseisen, Bügel usw. ist analog wie beim Bogen von 50 m Spannweite.

Die Berechnung.

Eine genaue Wiedergabe des Rechnungsvorganges würde den Rahmen dieser Mitteilung überschreiten. Ich muß mich daher darauf beschränken, über die Berechnungsannahmen und besonders über die Ergebnisse der Berechnung einige Angaben zu machen.

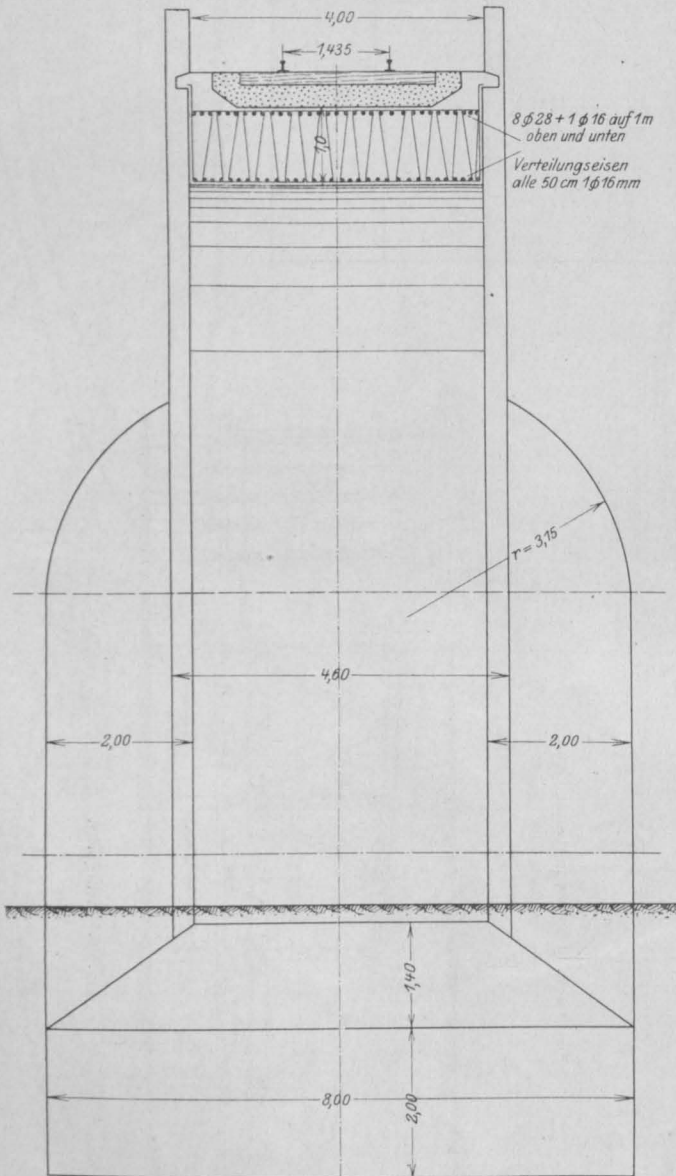


Fig. 4. Schnitt c—d.

4 m, an jenen Stellen, wo das Gleise in der Kurve liegt (20 m Bogen), geht die Breite auf 4,5 m über.

Der große Bogen hat eine lichte Spannweite von 50 m bei einer lichten Höhe von 7,42 m, das Stichverhältnis beträgt also 1:6,75. Ins Auge fallend sind die verhältnismäßig sehr geringen Abmessungen der Widerlager von 11,5 m Länge



Die Berechnung erfolgte auf Grund der Elastizitätstheorie mittels Einflußlinien.

Der Berechnung zugrunde gelegt wurde das Raumgewicht von Eisenbeton mit 2,4 t/cbm, der Überschüttung mit 1,6 t/cbm. Als gleichmäßig ver-

geringe Überschüttungshöhe im Scheitel wurde mit einer Temperaturschwankung von  $\pm 20^\circ$  gerechnet.

In den folgenden Tabellen sind die Rechnungsergebnisse zusammengestellt.

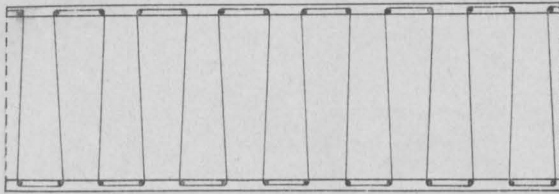


Fig. 7. Bügelanordnung.

teilte Verkehrslast wurden 2000 kg/qm in Rechnung gesetzt. Zu dieser Zahl gelangte ich auf Grund der Annahme, daß das Gewicht einer fünfschigen Lokomotive von 17 t Achsgewicht sich auf die Bufferlänge von 12 m und auf die Brückenbreite von 4 m gleichmäßig verteilt, wozu für Erschütterungen ein Zuschlag von 15% kommt,

$$q = \frac{5 \cdot 17 \text{ t}}{12 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}} 1,15 = \text{rd. } 2 \text{ t/qm.}$$

Mit Rücksicht auf die exponierte Lage der Brücke im Gebirge und die verhältnismäßig

Ansicht nach A

Schnitt a—b

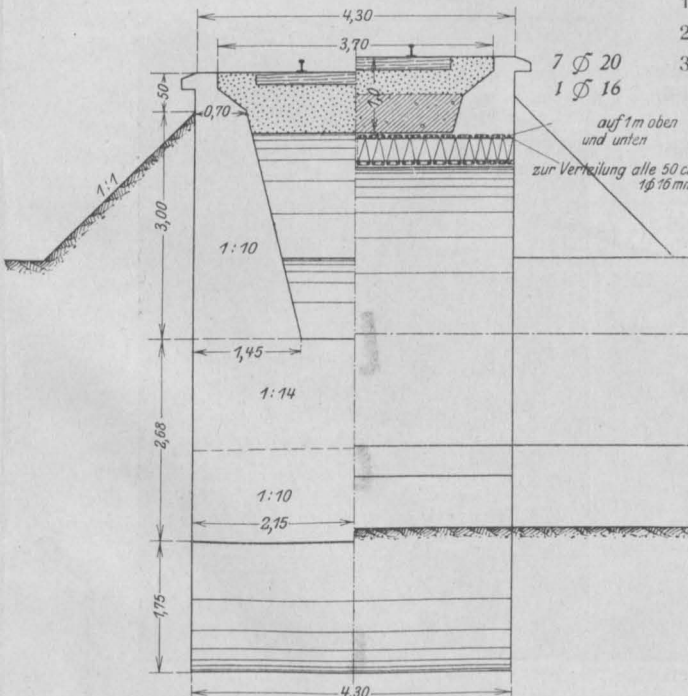


Fig. 5.

Tabelle I. Bogen von 50 m Spannweite.

Fuge	Ab- stand vom Scheitel in m	Größte Druck- spannung im Beton kg/qcm	Größte Zug- spannung im Eisen kg/qcm	Größte Druck- spannung im Eisen kg/qcm
0	—	50,7	—	710
2	6,6	43,8	—	615
4	13,3	46,3	—	650
6	19,75	47,7	244	632
8	25,6	50,5	486	648

Tabelle II. Bogen von 20 m Spannweite.

Fuge	Ab- stand vom Scheitel in m	Größte Druck- spannung im Beton kg/qcm	Größte Zug- spannung im Eisen kg/qcm	Größte Druck- spannung im Eisen kg/qcm
0	—	48,6	328	640
1	3,65	28,0	51,5	380
2	7,15	42,0	292	510
3	10,35	42	456	530

Bei der großen Spannweite und geringen Breite des 50 m Bogens durften die Einflüsse des Windangriffes nicht außer acht gelassen werden. Für horizontal wirkende Kräfte ist der Bogen als eingespannter Balken von 50 m Spannweite zu betrachten. Bei Annahme eines Winddruckes von 150 kg/qm und eines 2 m hohen Verkehrsbandes auf der Brücke ergibt sich im Scheitel ein Moment von 203 000 kgm, wenn mit einer teilweisen Einspannung gerechnet wird ( $M = \frac{1}{12} P l$ ). Der in Frage stehende Scheitelquerschnitt ist ein Rechteck von 4 m Höhe und 1 m Breite. Von den Eiseneinlagen sind nur die beiden äußeren Streifen von je 1 m in Rechnung gezogen, wobei die eine Armierung von 100 qcm als Zugarmierung, die andere als Druckarmierung aufzufassen ist:

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm,} & a &= a_1 = 50 \text{ cm,} \\ h &= 400 \text{ cm,} & f_c &= f_c' = 100 \text{ qcm,} \\ n &= 15. \end{aligned}$$

Für diese Werte ergibt sich eine Druckspannung im Beton

$$\sigma_b = 13,2 \text{ kg/qcm.}$$

Eine größte Zugspannung im Eisen (Fig. 6)

$$\sigma_e z = \sigma_e z' \cdot \frac{h - x}{h - a - x} = 402 \text{ kg/qcm,}$$

eine größte Druckspannung im Eisen

$$\sigma_e d = \sigma_e d' \cdot \frac{n(x - a)}{x} = 106 \text{ kg/qcm.}$$

Es ist also tatsächlich für den allerungünstigsten Rechnungsfall im Scheitel eine Betonzugspannung von 63,9 kg/qcm vorhanden. Dies erscheint bei einer Betonmischung von 1 : 6 auf den ersten Blick als ein zu hoher Wert, doch ist wohl ein Zusammentreffen aller ungünstigsten Umstände, also ungünstigste Laststellung bei höchster Temperatur und größtem Windangriff als vollkommen ausgeschlossen zu betrachten und für diesen extremen Fall eine Ermäßigung der Sicherheit sicherlich zulässig, wie ja auch im Eisen-

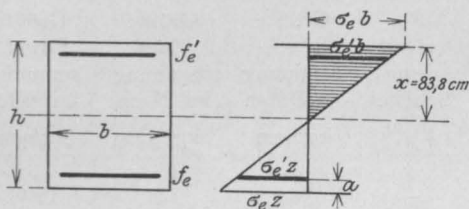


Fig. 6.

brückenbau bei Berücksichtigung des Windangriffes die zulässige Beanspruchung des Eisens eine größere ist.

Der Sicherheitsgrad gegen seitliches Kippen beträgt 3,3.

Die Untersuchung des Widerlagers für die verschiedenen Belastungsmöglichkeiten ergibt einen maximalen Bodendruck von 5,2 kg/qcm. Die Sohle der großen Widerlager erhielt eine Armierung von 10 R.-E.  $\varnothing$  22 mm auf 1 m Breite.

Bei dem Bogen von 20 m Spannweite ist der Einfluß der Windkräfte nur unbedeutend, wie auch die Untersuchung in bezug auf die auftretende Zentrifugalkraft keine nennenswerten Mehrbeanspruchungen ergibt.

In Fig. 23 (siehe Seite 443) ist das Lehrgerüst des großen Bogens dargestellt. Die Beanspruchung des Holzes in der Faserrichtung ist maximal 80 kg/qcm, normal dazu 20 kg/qcm.

#### Der Bauvorgang.

Am 10. April 1912 wurde mit dem Ausschachten der Fundamente begonnen. Bei den Fundamenten der Landpfeiler und Endwiderlager stieß der Erdaushub auf keine Schwierigkeiten, da der lehmsatte mit grobem Kies und einzelnen kleinen

Findlingen durchsetzte Boden senkrecht abgegraben werden konnte und wegen der hohen Lage dieser Fundamente eine Wasserhaltung nicht notwendig war. Dagegen waren bei den Funda-



Fig. 8.

Baugrube und Fundamente des Lehrgerüsts.

menten des großen Bogens große Schwierigkeiten zu überwinden. Die Baugrube war voll großer Findlinge, die bis 1 cbm Inhalt hatten und gesprengt werden mußten. In größerer Tiefe wurde der Boden dann so hart, daß mit der Spitzhacke das schieferige Gestein nur zentimeterweise gelöst werden konnte. Da man überdies in den an



Fig. 9.

Beim Betonieren der Widerlager des großen Bogens.

Findlingen reichen Baugrund keine Spundwände einschlagen konnte, kam das Wasser — besonders bei den häufigen Gewitter-Hochwässern — in großer Menge durch den kiesigen Boden, trotz-

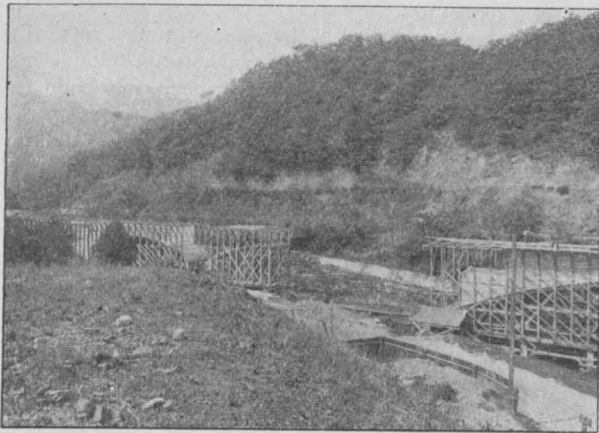


Fig. 10.

Das Lehrgerüst im Bau.

dem ein genügend hoher Fangdamm aus Beton die Baugrube ringsum einschloß. Bei diesen Gelegenheiten stand dann die Baugrube trotz zweier Kreiselpumpen in kurzer Zeit unter Wasser.

Fig. 8 zeigt die ersten Anfänge des Baues mit den Fundamenten des Lehrgerüsts. Fig. 9 zeigt den Beginn des Betonierens der Widerlager des 50 m - Bogens.

Die Gerüste für alle Bögen wurden auf einem Schnürboden neben der Baustelle vollständig fertig zum Zusammensetzen hergerichtet. So konnten die Gerüste für die kleineren Bögen in je 3 Tagen mit Belag und Seiteneinschalung aufgestellt werden, für den großen Bogen waren 5 Tage erforderlich. Das Gerüst der Landbögen ruht auf Querhölzern, die den Druck direkt auf den Boden übertragen, für das Gerüst des großen Bogens waren Stampfbetonpfeiler von 50 cm Seitenlänge und 1,50 m Höhe hergestellt, die nach Beseitigung großer Unebenheiten und Steine auf die Sohle des Bodebettes betoniert wurden. Als Ausrüstungsvorkehrungen dienen beim großen Bogen Schraubenspindeln, bei den andern Bögen Hartholzkeile.

Zur Heranschaffung des Materials wurde zu beiden Seiten des Bogens ein Transportgerüst gebaut von 1,5 m Breite. Hier wurden die Gleise für die Kippwagen verlegt, so daß von beiden Seiten der Beton gekippt werden mußte. Fig. 10 bis 11 zeigen das Lehrgerüst in den verschiedenen Stadien seiner Fertigstellung.

Zur Mischung des Betons wurden 2 Maschinen (System Ransome) verwendet und der Beton mittels Kippwagen auf den 60 cm Schmalspurgleisen zur Verwendungsstelle geschafft. Die Mischung wurde so feucht eingebracht, daß sie etwa 14 % Wasser enthielt. Der verwendete Zement war Ringofenzement bester Güte. Als Kiesmaterial wurden verschiedene Sorten verbraucht. Der Kies für die Fundamente war bei sonst guter Zusammensetzung etwas lehmsattig, deshalb wurde zu den Pfeilern und Bögen ein besseres Material verwandt. Dasselbe bestand aus Diabasfeinschlag in Korngrößen von 20 bis 40 mm  $\varnothing$  und Diabaskies von 5 bis 10 mm  $\varnothing$ . Als Mischungsverhältnis wurde gewählt: Für die Fundamente und Stirnmauern 1:10, für die Pfeiler 1:8 und für die Bögen 1:6. Für diese verschiedenen Mischungsverhältnisse waren Probewürfel in genügender Anzahl hergestellt worden, die erzielten Druckfestigkeiten betrugen 240 bis 300 kg/qcm, so daß eine genügende Sicherheit in allen Konstruktionsteilen gesichert erscheint.

Das Montieren der Eisen erfolgte mit Hilfe von Holzböcken, die sukzessive mit dem Fortschreiten des Betonierens entfernt wurden. Die Eisen wurden mit Bindedraht an die Bügel befestigt und die Eisen der oberen Armierung vorerst zu zweien oder zu dreien zusammengebunden, um das Stampfen nicht zu behindern.

Fig. 12 und 13 zeigt die Eisenarmierung vor und während des Betonierens. Am 13. Juni zeitlich morgens wurde mit dem Betonieren des großen Bogens begonnen und zwar erfolgte das Betonieren von beiden Kämpfern aus. Der große Bogen — etwa 350 cbm feste Masse — wurde

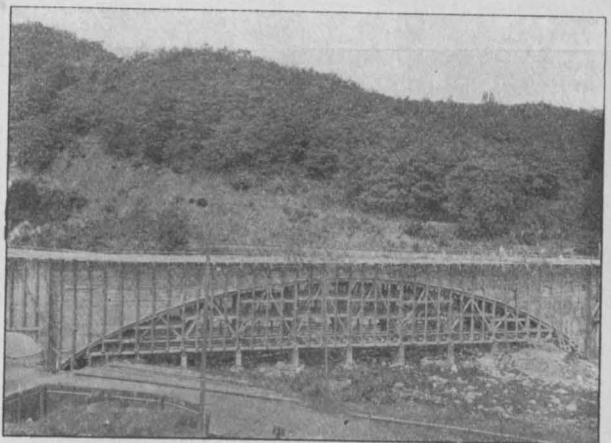


Fig. 11.

Lehrgerüst des großen Bogens.

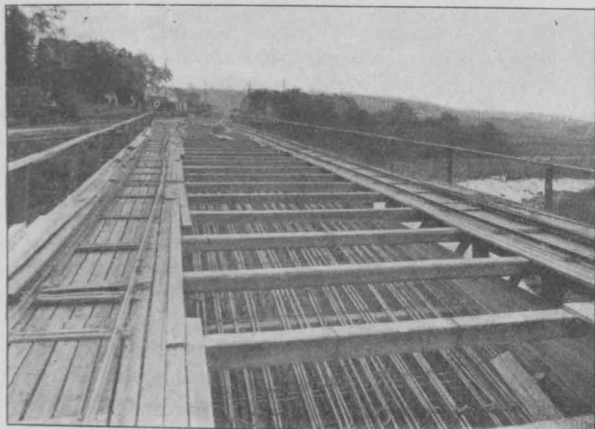


Fig. 12. Vor Beginn des Betonierens.

ohne Unterbrechung, mit einer Nachtschicht, betoniert, am Abend des 14. war der Bogen geschlossen. In rascher Folge sind dann die 18 m-Bogen am 17., 18. und 20. Juni ohne Nachtarbeit fertiggestellt worden, am 25. Juni folgte der Bogen von 20 m Spannweite, womit die wichtigste Arbeit vollendet war.

Das Lehrgerüst des großen Bogens hatte sich nach dem Betonieren um 2,3 cm gesetzt, das der kleineren Bögen um 0,9 bis 1,4 cm. Auf diese zu erwartende Zusammendrückung des Gerüsts war natürlich schon beim Aufreißen des Bogens Rücksicht genommen worden.

Es erübrigte jetzt nur noch, die Stirnmauern zu betonieren, welche an den tiefsten Stellen durch alte Eisenbahnschienen gegenseitig verankert wurden. In den Stirnmauern sind über jedem Widerlager Temperaturfugen gelassen, welche in einfacher Weise durch Einlegen von 2 Bogen Dachpappe geschaffen wurden. Mit Füllbetonmischung 1:14 wurde schließlich das für

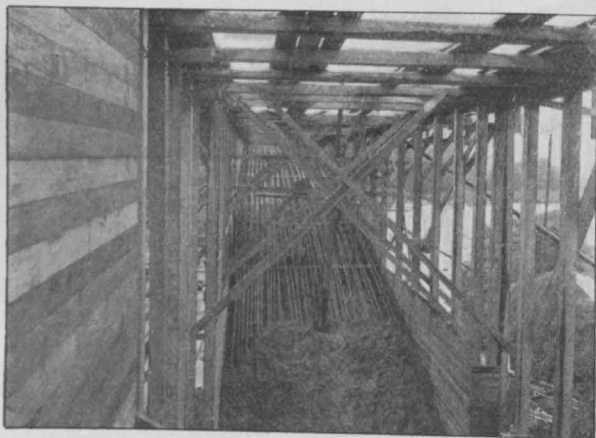


Fig. 13. Während des Betonierens.

den Wasserabfluß notwendige Gefälle zu den schon früher einbetonierten Abflußrohren hergestellt. Die Rückenfläche der Bögen wurde mit Asphaltfilzpappe abgedeckt und mit einer Flachschiicht von Ziegelsteinen geschützt.

Die Rückenflächen der Stirnmauern sind zweimal mit einem Gemisch von Goudron und Steinkohlenteer gestrichen. Nachdem das ganz einfache Gelände versetzt und die Ansichtsflächen geputzt waren, stand einer Abnahme der Brücke nichts mehr im Wege.

Für das gesamte Bauwerk waren erforderlich 2610 cbm Beton, 64 t Eisen und 180 cbm Holz.

Es waren für den Bau der Brücke genau vier Monate erforderlich, eine kurze Zeit, wenn man in Betracht zieht, daß die Erdarbeiten allein vier Wochen in Anspruch nahmen und daß zwischen Fertigstellung der Brücke und Belastungsprobe auch einige Wochen verstrichen,

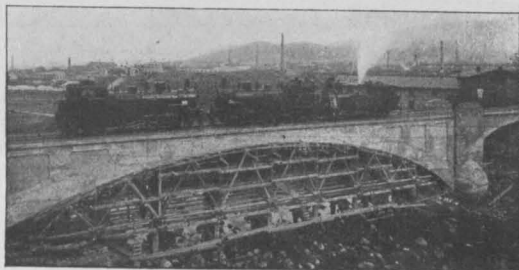


Fig. 14. Belastungsprobe.

welche von der Bahnverwaltung zur Auffüllung des Füllmaterials benutzt wurden.

Bauleitender Ingenieur seitens der ausführenden Firma war Herr Reg.-Bmstr. Scherenberg.

#### Die Belastungsprobe.

Die hier folgenden Berechnungen und Aufzeichnungen sind von Herrn Geh. Hofrat Prof. M. Möller freundlichst zur Verfügung gestellt worden. Es sei gestattet, dem genannten Herrn an dieser Stelle für seine tätige Mitarbeit als technischer Vertrauensmann der Eisenbahnverwaltung den schuldigen Dank auszusprechen.

#### Theoretische Ermittlung der Durchbiegung.

Am 10. August 1912 fand die Probelastung der Brücke durch drei Lokomotiven statt, deren Achslasten und Achsstellungen aus Fig. 15 hier hervorgehen.

Bei Annahme eines Polabstandes (Fig. 16) von  $H_p = 100\,000$  kg ergibt sich unter der



Wirkung jener Nutzlast das in Fig. 15 dargestellte Seilpolygon, dessen größte Ordinate  $y = 16,3$  m beträgt.

Bei Stellung der drei Lokomotiven über der Mitte der großen Öffnung ergibt sich also ein Angriffsmoment von

$M = H \cdot y = 100\,000 \cdot 16,3 = 1\,630\,000$  m/kg,  
durch jene Nutzlast für sich allein wirkend, hervorgerufen.

Bei Ermittlung des Momentes  $M$  ist die Stützweite, der Sehne der Bogenmittellinie entsprechend, zu  $e = 51,0$  m gesetzt. Die Pfeilhöhe der Bogenmittellinie beträgt  $h = 6,75$ . Mithin findet sich ein Horizontalschub:

$$H = \frac{M}{h} = \frac{1\,630\,000}{6,75} = 241\,481 \text{ kg,}$$

durch die drei Lokomotiven, für sich allein wirkend, bedingt.

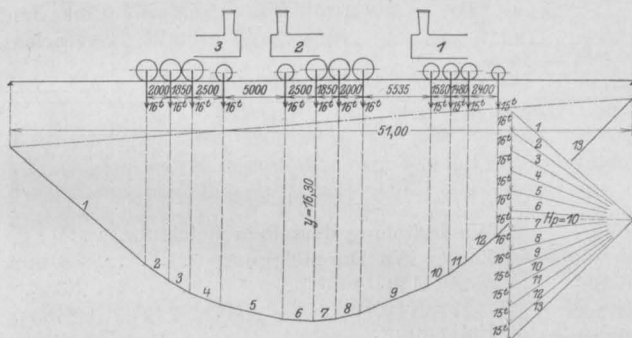


Fig. 15.

Die theoretische Ermittlung der Durchbiegung erfolgt hier nun in der Weise, daß für den Ort 0 (Fig. 19) der mittleren Stärke des Gewölbes von  $\frac{1,0 + 2,0}{2} = 1,5$  m in  $\frac{1}{4}$  der Spannweite die Betondruckbeanspruchung ermittelt, und von dieser auf die eintretende Durchbiegung geschlossen wird.

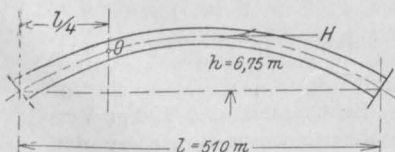


Fig. 19.

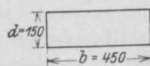


Fig. 20.

Zunächst sei der Einfluß der Einspannung nicht berücksichtigt.

In Fig. 17 ist die Druckkraft, welche in 0 herrscht, aus der Größe des Horizontalschubes  $H$  unter Beachtung der Neigung der Drucklinie bei 0 ermittelt zu  $D = 248\,750$  kg.

Hieraus ergibt sich unter Beachtung, daß die Eisenquerschnitte mit

$$(n-1) \cdot f_e = (15-1) \cdot e = 14 f_e$$

zum Betonquerschnitt hinzuaddiert werden müssen, eine mittlere Steigerung der Betondruckbeanspruchung im Bogen von

$$\Delta \sigma_b = \frac{D}{d \cdot b + 14 f_e} = \frac{248\,750}{150 \cdot 425 + 14 f_e}$$

$$f_e = 2 \left( \begin{array}{l} 32 \text{ v. } 28 \text{ mm } \varnothing = 32 \cdot 6,16 = 197,1 \\ + 4 \text{ v. } 20 \text{ mm } \varnothing = 43,14 = 12,6 \end{array} \right) = 2 \cdot 209,7 = 419,4 \text{ qcm,}$$

$$\Delta \sigma_b = \frac{248\,750}{150 \cdot 4,25 + 14 \cdot 419,4} = 3,5 \text{ kg/qcm.}$$

Die Ermittlung der Durchbiegung erfolgt nun unter der Annahme, daß die Sehnen  $s$  des halben Bogens sich nach demselben Verhältnis verkürzt

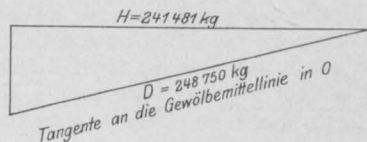


Fig. 17.

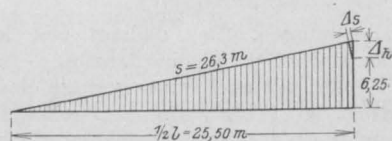


Fig. 18.

wie die Bogenlinie. Hieraus ermittelt sich unter Einwirkung des Zuwachses an Betondruckbeanspruchung  $\Delta \sigma_b$

$$\Delta s = s \cdot \frac{\Delta \sigma_b}{E_b}$$

Aus der Ähnlichkeit der hier schraffiert gezeichneten beiden Dreiecke ergibt sich nun:

$$\frac{\Delta h}{\Delta s} = \frac{s}{h} \quad (\text{Fig. 21 u. 18})$$

$$\Delta h = \frac{s}{h} \cdot \Delta s = \frac{s}{h} \cdot s \cdot \frac{\Delta \sigma_b}{E_b};$$

hierin ist

$$s = \sqrt{(l/2)^2 + h^2}$$

$$s = \sqrt{\frac{(51)^2}{2} + 6,75^2}$$

$$s = 26,3 \text{ m.}$$

$$\Delta h = \frac{26,3}{6,75} \cdot 26,3 \cdot \frac{3,5}{133\,000} = 2,7 \text{ mm.}$$

Der Wert  $\Delta h = 2,7$  mm würde sich bei einem Dreiecksbogen ergeben. Das Fehlen der Gelenke bedingt nun aber Einspannmomente, unter deren Wirkung sich die Drucklinie am Scheitel hebt und am Kämpfer senkt. Es entsteht also eine größere Pfeilhöhe und aus diesem Grunde eine kleinere Durchbiegung im Scheitel als hier zunächst berechnet ist, nämlich rechnerisch nur etwa:

$$\Delta h = 2,7 \cdot \frac{6,75}{7,55} = 2,4 \text{ mm.}$$

In Wirklichkeit muß die Scheitelsenkung aber etwas größer ausfallen, als diese Rechnungsart ergibt; da einmal die Lokomotivlasten nicht über die Spannweite gleichmäßig verteilt gewirkt haben, sondern mehr nach der Mitte hin sich zu-

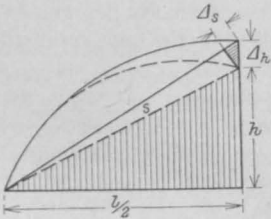


Fig. 21.

sammendrängen. Das bedingt eine kleine Verstärkung der Senkung im Scheitel.

Weiter tritt auch eine geringe elastische Bewegung im Widerlager auf, welche zu einer Vermehrung der Scheitelsenkung führt. Dieser Teilbetrag fiel hier sehr klein aus, umso mehr der Untergrund vorwiegend aus Fels bestand.

Aus den genannten beiden Ursachen steigerte sich die Senkung im Scheitel von dem, für den Bogen allein genommen, ermittelten theoretischen Wert 2,4 mm, auf 3,1 mm bei Belastung durch die 3 Lokomotiven, davon 0,2 mm bleibende Senkung, mithin 2,9 mm elastische Durchbiegung war.

## 2. Die Belastungsprobe.

Die Belastung begann um 4 $\frac{1}{2}$  Uhr nachmittags, sie erfolgte in der Weise, daß der Lastzug (hier Fig. 15) mit der Lokomotive I voran zunächst auf den Bogen V auffuhr, alsdann auf IV, III, II u. I. Zeiger waren angebracht:

Im Scheitel von V hier bezeichnet V,

" " " IV " " IVa.

In der Bruchfuge des Bogens der großen Öffnung . . . . . IVb.

Zeiger zur Messung der Horizontalverschiebung des Widerlagers vom großen Bogen IVc,

Zeiger zur Messung der Vertikalbewegung des Widerlagers IV d.

Die Zeiger IVc und IVd zeigten keine Bewegung des Widerlagers an.

## A. Langsame Fahrt.

### Öffnung V.

1. Voll belastet, Durchbiegung . . . . 0,7 mm,  
Entlastet bleibende Durchbiegung 0,2 " "
2. Zweite Belastung:  
vollbelastet: Die Durchbiegung steigt von  
0,2 mm auf 0,8 mm.

### Öffnung IV.

1. Einseitige Belastung bis zum Scheitel des Bogens:  
Zeiger IVa Durchbiegung . . . . . 2,0 mm,  
" IVb " . . . . . 1,8 " "

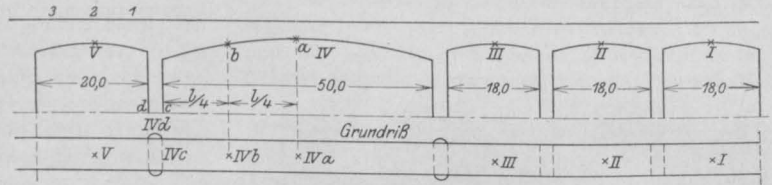


Fig. 22.

2. Wiederholung derselben Belastungsart:  
Zeiger IVa Durchbiegung . . . . . 2,0 mm,  
" IVb " . . . . . 1,8 " "
3. Entlastung:  
Zeiger IVa bleibende Durchbiegung 0,1 mm,  
" IVb " " nicht notiert.
4. Volle Belastung:  
Zeiger IVa Durchbiegung . . . . . 3,0 mm,  
" IVb " . . . . . 1,8 "  
Nach 5 Minuten Wartezeit  
Zeiger IVa Durchbiegung . . . . . 3,1 mm,  
" IVb " . . . . . 1,8 " "

### 5. Entlastung:

- Zeiger IVa bleibende Durchbiegung 0,2 mm,  
" IVb " " " 0,1 " "

Bemerkung: Bei Anfahrt des Lokomotivzuges, als der benachbarte kleine Bogen belastet war, ging der große Bogen im Scheitel (Zeiger IVa) um 0,1 mm nach aufwärts.

### Öffnung III.

Bemerkung: Bei Anfahrt des Lastzuges, als der große Bogen Belastung erhielt, stieg der kleine Bogen III um 0,2 mm.

1. Einseitige Belastung bis zur Bogenmitte:  
Zeiger III Durchbiegung . . . . . 0,6 mm.

2. Entlastung. Der Zug steht auf dem großen Nachbarbogen.  
Zeiger III (Durchbiegung nach oben)  
also Durchbiegung . . . — 0,2 mm.
3. Volle Belastung:  
Zeiger III Durchbiegung . . . . . 1,0 „ „  
Nach 2 Min. Wartezeit Durchbiegung 1,1 „ .

Öffnung II.

1. Bei Anfahrt Durchbiegung (nach oben) . . . . . — 0,1 mm.
2. Volle Belastung:  
Zeiger II Durchbiegung . . . . . 0,8 „ .
3. Nach 5 Min. Wartezeit Durchbiegung 1,1 „ .
4. Entlastung:  
Zeiger II . . . . . 0,0 „ .

Öffnung I.

1. Bei Anfahrt Durchbiegung (nach oben) . . . . . — 0,15 mm.
2. Volle Belastung Durchbiegung. . . 0,9 „ .
3. Nach 5 Minuten Wartezeit . . . . . 1,0 „ .

B. Schnellfahrt.

Die Zeiger zitterten und zeigten dabei Schwankungen der Durchbiegung von 0,3 bis 0,5 mm an, welche Ausschläge zum Teil auf Formveränderung der Zeigerapparate selbst zurückzuführen sein werden.

Die Durchbiegungen betrugen:

Öffnung V: Nicht notiert.

- „ IV: Zeiger a bis. . . . . 3,0 mm,  
„ b „ . . . . . 1,95 „  
„ III: Bei Anfahrt (Hebung) bis — 0,2 „  
dann bei voller Belastung bis 1,1 mm.  
„ II: Von 0,2 mm an bleibender  
Durchbiegung auf . . . 1,0 mm,  
„ I: von 0,2 mm an bleibender  
Durchbiegung auf . . . 1,0 mm.

Fig. 1 zeigt die Gesamtansicht der Brücke. Da es sich um einen reinen Zweckbau handelt und der Kostenpunkt deshalb eine entscheidende Rolle spielte, war auf jede architektonische Ausschmückung verzichtet worden. Nur in den Stirnmauern des großen Bogens ist durch Aussparung einiger Vertiefungen eine Unterscheidung zwischen tragender und getragener Konstruktion erzielt.

Das Geländer ist einfachster Natur und die Ansichtsfläche der Brücke mit einem Spritzputz versehen. Jedoch wirkt das Bauwerk durch seine Linienführung allein imposant und fügt sich in das Landschaftsbild in gefälliger Weise ein, und bildet — ich zitiere hier eine Thaler Zeitung — für die vielen Besucher des schönen Bodetals einen neuen Anziehungspunkt.

## PRÜFUNG UND VERWENDUNG DES ZEMENTES NACH GEWICHTS- UND RAUMTEILEN.

Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt Darmstadt.

Von Privatdozent Dr.-Ing. E. Preuß (Darmstadt).

Unsere „Deutschen Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“ muß man als ganz vorzüglich bezeichnen. Daß sie sich in der Praxis so hervorragend bewährt haben, ist in erster Linie darauf zurückzuführen, daß diese Normen und zwar sowohl diejenigen von den Jahren 1878 und 1887, wie auch diejenigen von 1909 erst nach ganz außerordentlich vielen, sehr zeitraubenden und in der sachverständigsten Weise angestellten Versuchen aufgestellt wurden, von deren Umfang sich der Fernstehende im allgemeinen keinen Begriff macht.

Man hat dabei für die Prüfung des Zementes auf seine Mörtelfestigkeit das Mischungsverhältnis nach Gewichtsteilen gewählt, trotzdem bei der Verwendung des Zementes die Mischung ganz allgemein nach Raumteilen geschieht. Der leitende Gedanke dabei war wohl der, daß die Prüfung ein und desselben Zementes durch verschiedene Prüfungsstellen eher zu gut übereinstimmenden Werten führen würde, wenn die ver-

schiedenen Prüfungsstellen die für die Mörtelbereitung erforderliche Zementmenge nach Gewichts- und nicht nach Raummaßen bemessen würden; denn die Bestimmung gleicher Raum-mengen Zement hängt immer etwas von der Art des Einfüllens des Zementes in das betreffende Raummaß sowie von anderen Nebenumständen ab und führt daher im allgemeinen stets zu, wenn auch nicht erheblich, voneinander abweichenden Ergebnissen.

Ferner hat man bei der Festlegung des Mischungsverhältnisses in Gewichtsteilen für den Mörtel wohl auch im Auge gehabt, daß die verschiedenen Portlandzementsorten — und für diese waren doch ausschließlich die Normen aufgestellt worden — ein voneinander nicht allzu sehr abweichendes Raumgewicht (Litergewicht) haben.

Vor einigen Jahren erschien in dem Fragekasten einer Fachzeitschrift eine Frage, die sich mit dieser Prüfung beschäftigte. Es wurde darin

um Aufklärung gebeten, aus welchem Grunde wohl eine staatliche Prüfungsanstalt die vom Fragesteller beantragte Prüfung eines Schlackenzementes nach den Normen für die einheitliche Prüfung von Portlandzement abgelehnt haben könnte. In der betreffenden Antwort wurde darauf hingewiesen, daß Schlackenzement im allgemeinen ein nicht unerheblich geringeres Raumgewicht habe als Portlandzement. Bei der Einwage von 500 g Zement nach den alten bzw. 400 g Zement nach den neuen Normen für das jeweilige Mischgut der Mörtelmischmaschine würde dabei der Schlackenzementmörtel infolge seines geringeren Raumgewichtes verhältnismäßig mehr Zement enthalten, also fetter sein, als der Portlandzementmörtel. Es würde also das Prüfungsergebnis des Schlackenzementes, das unter Anwendung der Portlandzementnormen erhalten werden würde, unberechtigt gegenüber dem Portlandzement in verhältnismäßig zu günstigem Lichte erscheinen.

Diese Beantwortung der Frage muß als durchaus zutreffend bezeichnet werden. Tatsächlich schneiden die billigeren und leichteren Zementarten — es soll hier ganz davon abgesehen werden, ob es sich um Portlandzemente oder auch um andere Zementarten handelt — bei der Prüfung in dem von den Normen vorgeschriebenen Gewichtsteilmischungsverhältnis 1:3 zu günstig ab. Erfolgt dagegen die Prüfung der Mörtelfestigkeit an Proben, die entsprechend dem Verfahren auf der Baustelle, also entsprechend dem Verfahren bei der wirklichen Verwendung, nach Raumteilen gemischt wurden, so zeigen die leichteren und billigeren Zementarten sich den schwereren Zementarten wesentlich unterlegen und zwar besonders dann, wenn man magerere Mischungsverhältnisse, etwa 1:4 bis 1:5, verwendet.

Das eben Gesagte möge im folgenden an einem Beispiel gezeigt werden. Es handelte sich um die vergleichende Prüfung von zwei verschiedenen schweren Zementarten, deren Verwendung für eine bestimmte Baustelle in Aussicht genommen war. Da die Baustelle sehr entlegen war, sollte möglichst an Frachtkosten für den Zement gespart werden. Es kam also die Verwendung eines möglichst leichten Zementes ernstlich in Frage.

Der schwerere Zement soll nachstehend mit A bezeichnet werden; es war dies eine anerkannt

erstklassige Sorte. Hinsichtlich des leichteren Zementes B soll hier absichtlich nicht die Frage erörtert werden, ob dieser Zement nach den „Normen“ als „Portlandzement“ zu bezeichnen war oder nicht. Als wesentlich sei nur erwähnt, daß die betreffende Firma über die Zementsorte B ein Zeugnis einer staatlichen Prüfungsanstalt vorlegte. Nach diesem Zeugnis besaß der Zement B bei der Prüfung nach den neuen Normen für Portlandzement im Alter von 28 Tagen bei „kombinierter Lagerung“ (7 Tage Wasserlagerung, danach 21 Tage Luftlagerung) eine Druckfestigkeit von etwa 400 kg/qcm. Dies ist ein Wert, der erheblich über das verlangte Mindestmaß hinausgeht und den Werten entspricht, die die besten Portlandzemente aufweisen. Das Raumgewicht der beiden Zemente im lose eingefüllten Zustande betrug bei

Sorte A = 1,151 kg/l,

Sorte B = 0,793 kg/l.

Die Prüfung auf Druckfestigkeit des Mörtels erfolgte bei beiden Sorten sowohl in dem von den Normen vorgeschriebenen Gewichtsteilmischungsverhältnis 1:3, als auch in den Raumteilmischungsverhältnissen 1:2; 1:3; 1:4 und 1:5. Die gewählten Zement- und Normal sandmengen, sowie den Wasserzusatz, läßt die Zahlentafel 1 erkennen.

Zahlentafel 1.

Jeweils angemachte Mörtelmenge	Mischung in Raumteilen									
	Gewichts- teilen 1:3		1:2		1:3		1:4		1:5	
	A*)	B*)	A	B	A	B	A	B	A	B
Zement in gr. . . .	400	400	575	396	384	265	288	198	230	159
Normalsand in gr .	1200	1200	1425	1425	1425	1425	1425	1425	1425	1425
Wasserzusatz in %	9 1/4	9 1/4	9	9	9	9	8 3/4	8 3/4	8 1/2	8 1/2
Raumgewicht der Probekörper 24 Stun- den nach dem Ein- schlagen . . . . .	2,24	2,25	2,32	2,16	2,19	2,04	2,06	1,95	1,98	1,91

\*) Bedeutet die Zementarten A und B.

Diese Zahlentafel zeigt ferner auch das Raumgewicht der Druckwürfel 24 Stunden nach dem Einschlagen der Proben. Man erkennt, daß dieses Raumgewicht für das Gewichtsteilmischungsverhältnis 1:3 naturgemäß bei beiden Zementarten annähernd gleich ist. Bei den verschiedenen Raumteilmischungsverhältnissen nimmt mit zunehmender Magerung das Raumgewicht ab und zwar bei dem leichten Zement B schneller als bei dem schweren Zement A. Die Druckfestigkeit der



Probekörper im Alter von 28 Tagen bei kombinierter Lagerung (7 Tage unter Wasser, danach 21 Tage an der Luft) zeigt Zahlentafel 2.

Zahlentafel 2.

Druckfestigkeit in kg/qcm bei kombinierter Lagerung.

	Mischung in Raumteilen									
	Ge- wichts- teilen		1:2		1:3		1:4		1:5	
	A*)	B*)	A	B	A	B	A	B	A	B
Druckfestigkeit in kg/qcm . . . . .	329	383	501	284	253	99	136	48	83	25
Verhältnis d. Druck- festigkeiten B:A	1,16		0,57		0,39		0,35		0,30	

\*) Bedeutet die Zementsorten A und B.

Man ersieht daraus, daß die Druckfestigkeit des leichten Zementes B bei der normenmäßigen Prüfung im Gewichtsteilmischungsverhältnis 1:3 wesentlich größer ist als die Druckfestigkeit des anerkannt guten Portlandzementes A, nämlich 383 gegen 329 kg/qcm. Der Unterschied beträgt 16% zugunsten des Zementes B. Ganz wesentlich anders liegen aber die Verhältnisse bei den im Raumteilmischungsverhältnishergestellten Proben. Der schwere Zement A hat im Raumteilmischungsverhältnis 1:2 eine ganz erheblich größere Druckfestigkeit als im Gewichtsteilmischungsverhältnis 1:3, der leichte Zement B dagegen umgekehrt im Raumteilmischungsverhältnis 1:2 eine wesentlich geringere Druckfestigkeit als im Gewichtsteilmischungsverhältnis 1:3. Während im Gewichtsteilmischungsverhältnis 1:3 der Zement B eine um 16% größere Druckfestigkeit aufweist als der Zement A, hat bei dem Raumteilmischungsverhältnis 1:2 der Zement B nur noch 57% der Druckfestigkeit des Zementes A im gleichen Raumteilmischungsverhältnis.

Noch erheblicher verschieden sind die Verhältnisse zu ungunsten des Zementes B bei den mageren Raumteilmischungsverhältnissen. Bei dem Raumteilmischungsverhältnis 1:5 beträgt z. B. die Druckfestigkeit des Zementes B nur noch 30% der Druckfestigkeit des Zementes A.

Die Zahlentafel 2 zeigt also außerordentlich schlagend, daß leichte Zemente nach Art der Sorte B sehr wohl bei der Prüfung nach den Normen für Portlandzement eine sehr gute Druckfestigkeit ergeben, dabei aber trotzdem bei der in Wirklichkeit angewandten Mischung nach Raumteilen eine mangelhafte Festigkeit haben können\*).

\*) Daraus ist also zu folgern, daß man Zemente nicht allein auf Grund der Ergebnisse der normenmäßigen Druckfestigkeitsprüfung beurteilen darf, sondern auch ihr Raumgewicht mit berücksichtigen muß.

Es sei hier noch auf die Frage des Überganges von Raummaßen Zement auf Gewichtsmasse Zement bei der Betonbereitung hingewiesen.

Die Festlegung des Mischungsverhältnisses des Betons erfolgt ganz allgemein nach Raumteilen. Bei der Bereitung der Betonmasse wird der Zement jedoch je nach der jeweiligen Übung und Vorschrift sowohl nach Raummaß wie auch nach Gewicht zugegeben. Im letzteren Falle erfolgt die Zugabe faß- oder sackweise, wobei man annimmt, daß dem Faßinhalt von etwa 170 kg oder dem

Sackinhalt von z. B. 50 kg ein bestimmtes Volumen Zement entspricht. Zum Umrechnen des Gewichtes des Faß- oder Sackinhaltes in das entsprechende Zementvolumen benutzt man dabei stets ohne irgendwelche Rücksicht auf die Schwere und damit auf die Güte des Zementes die in der Literatur ganz allgemein verbreitete Angabe, daß 1 cbm Zement ein Gewicht von etwa 1400 kg besitzt.

Diese Angabe des Raumgewichtes des Zementes von 1400 kg/cbm kann nicht für richtig gehalten werden. Man muß nämlich bedenken, daß der Zement in einem recht lockeren Zustand zur Verarbeitung, d. h. zum Mischen gelangt, und zwar in einem Zustand, in dem die einzelnen Zementteilchen zum mindesten nicht dichter aneinander gelagert sind, als in dem sogenannten „lose eingefüllten“ oder „eingelaufenen“ Zustand. Dieser Zustand aber bzw. das Raumgewicht dieses Zustandes muß, da in ihm der Zement wirklich zur Verarbeitung gelangt, bei der Umrechnung von Gewichtsmassen auf Raummaße in Rechnung gesetzt werden. Nach Burchartz\*) beträgt für Portlandzemente das Raumgewicht im lose eingelaufenen Zustand im Mittel 1190 kg/cbm, also rund 1200 kg/cbm gegenüber der oben angegebenen Zahl von 1400 kg/cbm. Die Grenzen, innerhalb deren der Mittelwert von 1190 kg/cbm schwankt, läßt am besten die Zahlentafel 3 nach den Angaben von Burchartz erkennen.

Man ersieht daraus, daß die verschiedenen Größen der Raumgewichte sich ziemlich gleichmäßig auf Gruppen 1100—1150 kg/cbm, 1150—1200 kg/cbm, 1200—1250 kg/cbm und 1250—1300 kg/cbm verteilen und daß nur wenige Portlandzemente ein kleineres

\*) „Die Eigenschaften von Portlandzementen und anderen Zementen“. Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde-West 1911, S. 130.

Zahlentafel 3.

Raumgewicht von Portlandzementen im eingelaufenen Zustand.

Grenzen der Raumgewichte in kg/cbm	Zahl der Fälle	
	für jede Stufe	%
Kleinstwert: 1,002	—	—
1,00—1,05	7	5
1,05—1,10	11	7
1,10—1,15	37	25
1,15—1,20	33	22
1,20—1,25	26	18
1,25—1,30	25	17
1,30—1,35	9	6
Höchstwert: 1,350	—	—
Mittelwert: 1,190	—	—

Raumgewicht als 1100 kg/cbm und nur wenige ein größeres Raumgewicht als 1300 kg/cbm haben.

Die genannte Angabe von 1400 kg/cbm dürfte ursprünglich vielleicht aus Bequemlichkeit für die Rechnung gewählt worden sein, da 1 cbm Grubensand etwa 1400 kg wiegt und unter Zugrundelegung der Raumgewichtszahl von 1400 kg/cbm auch für Portlandzement eine Umrechnung von Gewichtsteilen auf Raumteile einfach erschien. So schreiben z. B. F. W. Büsing und C. Schumann\*):

„100 l grubenfeuchter Bausand wiegen durchschnittlich 140 kg. 100 l Zement wiegen zwar im Durchschnitt etwa ebenso viel; es kommen aber bei den einzelnen Zementen infolge der ungleich feinen Mahlung nicht unerhebliche Abweichungen vor. Berücksichtigt man ferner, daß man bei dem Abmessen je nach der Größe des Meßgefäßes und der Art des Einfüllens für denselben Zement verschiedene Gewichtsmengen für die Maßeinheit erhält, so leuchtet ein, daß das Abmessen unter Umständen zu erheblichen Ungenauigkeiten führt. Berechnet man aber ein für allemal (unter Zugrundelegung des Gewichtes von 140 kg für 100 l Zement):

1 Faß von 170 kg netto mit	120 l
1 Sack von 70 kg	„ „ 50 l
1 „ „ 60 kg	„ „ 43 l
1 „ „ 50 kg	„ „ 36 l

\*) „Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen“ 1905, S. 84.

und bringt man diese Gewichtsmengen nebst dem Gewicht von 140 kg für 100 l Grubensand statt der Raumteile für Zement bei der Mörtelbereitung in Anwendung, so erreicht man auf die einfachste Weise, daß Maß und Gewicht sich decken und daß dann auch die Mörtelmischung diejenige Festigkeit ergibt, welche man nach der Prüfung, die ja stets nach Gewichtsteilen erfolgt, zu erwarten hat.“

Die eben genannten Angaben finden sich, wie bereits erwähnt, ganz allgemein in der Literatur. So schreibt z. B. der von der „Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portlandzement-Industrie“ herausgegebene „Zementkalender“ 1912, S. 59:

„Man legt bei Mörtelberechnungen folgende Zahlen zugrunde:

$$\begin{aligned} 100 \text{ l Zement} &= 140 \text{ kg,} \\ 100 \text{ l grubenfeuchter Sand} &= 140 \text{ „} \end{aligned}$$

Die Raumgewichtszahl 1400 kg/cbm für Zement erscheint jedoch nach dem oben Gesagten unrichtig, wie eine einfache Rechnung zeigt. Man habe z. B. einen Beton im Raumteilmischungsverhältnis 1 : 4 herzustellen. Auf 1 cbm Zement kommen 4 cbm Zuschläge. Man rechne nun das eine Mal mit der alten Zahl von 1400 kg/cbm und das andere Mal mit der nach dem Vorstehenden als richtiger erscheinenden Zahl von 1200 kg/cbm. Es ergibt sich dann folgendes:

$$\begin{aligned} \text{Raumgewicht} &= 1400 \text{ kg/cbm,} \\ 1 \text{ cbm Zement} &= 1400 \text{ kg,} \\ &= 28 \text{ Sack zu 50 kg;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Raumgewicht} &= 1200 \text{ kg/cbm,} \\ 1 \text{ cbm Zement} &= 24 \text{ Sack zu 50 kg;} \end{aligned}$$

$$\text{Unterschied: } \frac{28 - 24}{24} \cdot 100 = 16,7 \%$$

Man ersieht daraus, daß man unter Zugrundelegung der Zahl von 1400 kg/cbm für den Beton im nominell gleichen Raumteilmischungsverhältnis 1 : 4 um  $\frac{1}{6}$ , d. h. 16,7 % mehr Zement aufwendet, als wenn man eine sachgemäß gewählte Zahl für das Raumgewicht zugrunde legen würde. Diese Mehrzugabe von 16,7 % Zement ist immerhin schon so groß, daß sie bei den heutigen Verhältnissen, die zu wirtschaftlichem Arbeiten zwingen, bedenklich erscheinen muß. Es dürfte sich daher empfehlen, bei derartigen Umrechnungen für das Raumgewicht des Zementes den Wert von 1200 kg/cbm zugrunde zu legen.

# DIE BEDEUTUNG DES STEIFIGKEITSVERHÄLTNISSES BEI EINFACHEN RAHMENKONSTRUKTIONEN.

Von Bauinspektor Scharff (Hamburg).

(Schluß von S. 429.)

Im Hinblick auf die erheblichen Schwierigkeiten einer korrekten rechnerischen Untersuchung der betreffenden Rahmensysteme, deren einzelne Glieder sich in ihrer statischen Wirkung gegenseitig beeinflussen, wird auch hier die Annahme gemacht, daß jedes Gebilde aus einzelnen auf einander gestellten Portalen besteht, von denen jedes gelenkig mit dem unteren verbunden ist. Bei Bestimmung der äußeren Kräfte und Biegemomente soll ein mittleres Trägheitsmoment für die einzelnen Stäbe eingeführt werden, das unter der vereinfachenden Annahme ausgerechnet wird, es handle sich um Querschnitte aus einem einzigen homogenen Material. Die Mitwirkung der Eiseneinlagen des Zug- oder Druckquerschnitts werde vollkommen vernachlässigt. Da nur die Verhältnisse der Trägheitsmomente in Betracht kommen, gleicht sich der hierbei begangene Fehler fast vollkommen aus. Die Untersuchung beschränkt sich auf die Portale im VI. und im I. Boden. Die Querschnitte sind in Tab. III u. IV zusammengestellt.

## I. Boden:

Eckmoment  $M = -5,605$  mt,

Feldmoment  $= +10,1 - 5,605 = +4,495$  mt.

Die Rahmenwirkung erzeugt demnach Feldmomente  $= \frac{1}{10} (g + p) l^2$  bzw.  $= \frac{1}{18,2} (g + p) l^2$ .

Der Unterschied gegenüber den unter der Annahme freier Auflagerung ermittelten Maximalmomenten beträgt  $\frac{11,4 - 9,225}{11,4} = 19\%$  bzw.  $\frac{10,1 - 4,495}{10,1} = 55\%$ .

Die infolge der Einspannungsmomente in den Säulen auftretende exzentrische Lastwirkung erhöht die Druckspannungen an ihrer Innenseite deren Größe sich wie folgt ergibt:

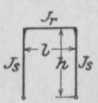
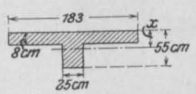


## VI. Boden:

Last der Stütze XIV  $= 28,65$  t;  $M = 2,175$  mt;

$$\epsilon = \frac{M}{N} = 7,6 \text{ cm,}$$

Tabelle III.

A. Einfaches Portal.

Geschoß	Balken			Stütze XIV		$\frac{l}{h}$	$\frac{J_r}{J_s}$
	Querschnitt	x	$J_r$	Querschnitt	$J_s$		
VI. Boden 	 4 $\varnothing$ 20 + 2 $\varnothing$ 25	16,2 cm	724 500	 28/35 6 $\varnothing$ 15	100 000	$\frac{5,65}{2,8}$	7,245
I. Boden	"	"	"	 62/62 6 $\varnothing$ 28	1 230 000	$\frac{5,4}{2,8}$	0,59

Bei einem Eigengewicht  $g = 0,85$  t/m und der Nutzlast  $p = 1,92$  t/m ergibt die Formel

$$M = - \frac{\frac{1}{1} \int_0^l m_0 dx}{1 + \frac{2}{3} \frac{h}{l} \frac{J_r}{J_s}} = - \frac{\frac{1}{12} (g + p) l^2}{1 + \frac{2}{3} \frac{h}{l} \frac{J_r}{J_s}}$$

folgende Werte:

## VI. Boden:

Eckmoment  $M = -2,175$  mt,

Feldmoment  $= +11,4 - 2,175 = +9,225$  mt;

bei zentrischer Lastwirkung

$$\sigma_b = - \frac{28650}{980 + 159} = -25,2 \text{ kg/qcm,}$$

bei exzentrischer Lastwirkung

$$\sigma_b = \begin{cases} -53,3 \text{ kg/qcm innen,} \\ +2,9 \text{ „ „ außen;} \end{cases}$$

## I. Boden:

Last der Stütze XIV  $= 149,575$  t;  $M = -5,605$  mt;

$$\epsilon = \frac{M}{N} = 3,8 \text{ cm,}$$





$$7'') \quad Y = +0,000\,105\,4 \int_0^{l_1} M_{01} x_1 dx_1 + 0,000\,101\,7 \int_0^{l_2} M_{02} x_2 dx_2 + 0,080\,75 \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 - 0,0783 \int_0^{l_2} M_{02} dx_2$$

$$8'') \quad B = +0,1626 \int_0^{l_1} M_{01} x_1 dx_1 + 0,1567 \int_0^{l_2} M_{02} x_2 dx_2 - 0,305\,438 \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 - 0,3072 \int_0^{l_2} M_{02} dx_2.$$

Da Eigengewicht und Nutzlast in beiden Böden die gleichen sind, haben die Integrale den gleichen Wert und zwar:

a) bei Belastung durch Eigengewicht (g):

$$10') \quad \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 = \frac{1}{12} g \cdot 3,95^2 \cdot 16,25 = 21,15 \text{ g}_t \text{ m}^2 t$$

$$11') \quad \int_0^{l_2} M_{02} dx_2 = \frac{1}{12} g \cdot 4,1^2 \cdot 15,95 = 22,4 \text{ g}_t \text{ m}^2 t$$

$$12') \quad \int_0^{l_1} M_{01} x_1 dx_1 = \frac{1}{24} g \cdot 3,95^3 \cdot 20,35 = 52,15 \text{ g}_t \text{ m}^3 t$$

$$13') \quad \int_0^{l_2} M_{02} x_2 dx_2 = \frac{1}{24} g \cdot 4,1^3 \cdot 19,9 = 57,15 \text{ g}_t \text{ m}^3 t.$$

b) bei Belastung einer Öffnung mit p in t/m:

$$14') \quad \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 = \frac{1}{4} p \cdot \frac{3,95^2 \cdot 4,1^2}{8,05} = 8,17 \text{ p}_t \text{ m}^2 t$$

$$15') \quad \int_0^{l_2} M_{02} dx_2 = \frac{1}{6} p \cdot 4,1^3 \cdot \frac{9,95}{8,05} = 14,2 \text{ p}_t \text{ m}^2 t$$

$$16') \quad \int_0^{l_1} M_{01} x_1 dx_1 = \frac{1}{6} p \cdot \frac{3,95^3 \cdot 4,1^2}{8,05} = 21,45 \text{ p}_t \text{ m}^3 t$$

$$17') \quad \int_0^{l_2} M_{02} x_2 dx_2 = \frac{1}{6} p \cdot 4,1^4 \cdot \frac{23,85}{32,20} = 34,98 \text{ p}_t \text{ m}^3 t.$$

Durch Einsetzen dieser Zahlenwerte in die Gleichungen 7') bis 9') und 7'') bis 9'') erhält man die Größe der statisch unbestimmten Auflagerkräfte.

#### VI. Boden.

a)  $X = -0,021\,35 \cdot 52,15 \text{ g}_t - 0,0206 \cdot 57,15 \text{ g}_t$   
 $\quad + 0,033\,55 \cdot 21,15 \text{ g}_t + 0,0784 \cdot 22,4 \text{ g}_t$   
 $\quad = +0,173 \text{ g}_t$

$Y = 0,000\,217\,5 \cdot 52,15 \text{ g}_t + 0,000\,21 \cdot 57,15 \text{ g}_t$   
 $\quad + 0,045\,25 \cdot 21,15 \text{ g}_t - 0,044\,72 \cdot 22,4 \text{ g}_t$   
 $\quad = -0,020\,63 \text{ g}_t$

$B = 0,0931 \cdot 52,15 \text{ g}_t + 0,0899 \cdot 57,15 \text{ g}_t$   
 $\quad - 0,120\,98 \cdot 21,15 \text{ g}_t - 0,1233 \cdot 22,4 \text{ g}_t$   
 $\quad = 4,696 \text{ g}_t$

b)  $X = -0,021\,35 \cdot 21,45 \text{ p}_t - 0,0206 \cdot 34,98 \text{ p}_t$   
 $\quad + 0,033\,55 \cdot 8,17 \text{ p}_t + 0,0784 \cdot 14,2 \text{ p}_t$   
 $\quad = +0,2122 \text{ p}_t$

$Y = 0,000\,217\,5 \cdot 21,45 \text{ p}_t + 0,000\,21 \cdot 34,98 \text{ p}_t$   
 $\quad + 0,045\,25 \cdot 8,17 \text{ p}_t - 0,044\,72 \cdot 14,2 \text{ p}_t$   
 $\quad = -0,253\,885 \text{ p}_t$

$B = +0,0931 \cdot 21,45 \text{ p}_t + 0,0899 \cdot 34,98 \text{ p}_t$   
 $\quad - 0,120\,98 \cdot 8,17 \text{ p}_t - 0,1233 \cdot 14,2 \text{ p}_t$   
 $\quad = +2,4025 \text{ p}_t.$

#### I. Boden.

a)  $X = -0,0535 \cdot 52,15 \text{ g}_t - 0,051\,52 \cdot 57,15$   
 $\quad + 0,101\,65 \cdot 21,15 \text{ g}_t + 0,18 \cdot 22,4 \text{ g}_t$   
 $\quad = +0,43 \text{ g}_t$

$Y = +0,000\,105\,4 \cdot 52,15 \text{ g}_t + 0,000\,101\,7 \cdot 57,15 \text{ g}_t$   
 $\quad + 0,080\,75 \cdot 21,15 \text{ g}_t - 0,0783 \cdot 22,4 \text{ g}_t$   
 $\quad = -0,0377 \text{ g}_t$

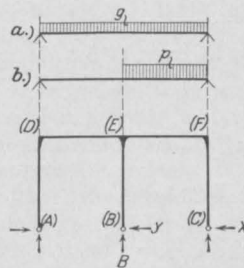
$B = 0,1626 \cdot 52,15 \text{ g}_t + 0,1567 \cdot 57,15 \text{ g}_t$   
 $\quad - 0,305\,44 \cdot 21,15 \text{ g}_t - 0,3072 \cdot 22,4 \text{ g}_t$   
 $\quad = +4,155 \text{ g}_t$

b)  $X = -0,0535 \cdot 21,45 \text{ p}_t - 0,051\,52 \cdot 34,98 \text{ p}_t$   
 $\quad + 0,101\,65 \cdot 8,17 \text{ p}_t + 0,18 \cdot 14,2 \text{ p}_t$   
 $\quad = +0,436 \text{ p}_t$

$Y = +0,000\,105\,4 \cdot 21,45 \text{ p}_t + 0,000\,101\,7 \cdot 34,98 \text{ p}_t$   
 $\quad + 0,080\,75 \cdot 8,17 \text{ p}_t - 0,0783 \cdot 14,2 \text{ p}_t$   
 $\quad = -0,448\,18 \text{ p}_t$

$B = +0,1626 \cdot 21,45 \text{ p}_t + 0,1567 \cdot 34,98 \text{ p}_t$   
 $\quad - 0,305\,44 \cdot 8,17 \text{ p}_t - 0,3072 \cdot 14,2 \text{ p}_t$   
 $\quad = +2,109 \text{ p}_t.$

Nunmehr lassen sich die Biegemomente ermitteln, die zur besseren Übersicht in umstehender Tabelle V eingetragen und mit den entsprechenden Momenten des fest eingespannten und des durchlaufenden Trägers auf 3 Stützen in Vergleich gestellt sind.



Die Unterschiede in den Balkenmomenten des oberen und des unteren Rahmens sind infolge des verschiedenen Einspannungsgrades bedeutend, sie betragen 20–50 %. Die Feldmomente des Balkens über dem VI. Boden liegen in der Mitte zwischen den Momentenwerten des fest eingespannten und des kontinuierlichen Balkens. Der Balken über

dem I. Boden nähert sich außerordentlich dem Zustande fester Einspannung, der Unterschied beträgt höchstens 10%. Zieht man in Berücksichtigung, daß der Plattenbalkenquerschnitt für die Aufnahme positiver Feldmomente aus wirtschaftlichen Gründen in der Regel nicht ausgenutzt, der Querschnitt am Auflager aber meistens auf die geringste zulässige Abmessung beschränkt wird, so muß die Rechnungsweise, die für den letzteren mehr Querschnittsfläche erfordert, ohne Zweifel wesentlich höhere Sicherheit bieten.

Hinsichtlich der Auflagerreaktionen machen sich ähnliche Unterschiede geltend.

Die infolge der Rahmenwirkung in den Säulen auftretende exzentrische Beanspruchung erhöht im hier gegebenen Falle stets die Betondruckspannungen; Betonzugspannungen treten nur in der Außenstütze des VI. Bodens auf:

#### VI. Boden:

Last der Außenstütze IX = 22,180 t;  $M = 1,556$  mt;  $\epsilon = \frac{M}{N} = 7$  cm;

bei zentrischer Lastwirkung

$$\sigma_b = -\frac{22180}{800 + 106} = -24,5 \text{ kg/qcm,}$$

bei exzentrischer Belastung

$$\sigma_b = -24,5 \pm 36,2 = \begin{cases} -60,7 \text{ kg/qcm,} \\ +11,7 \text{ „} \end{cases}$$

Last der Mittelstütze II = 46,19 t; Kopfmoment  $M = 1,458$  mt;  $\epsilon = \frac{M}{N} = 3,15$  cm;

bei zentrischer Lastwirkung

$$\sigma_b = -\frac{46190}{1360 + 229} = -29,0 \text{ kg/qcm,}$$

bei exzentrischer Lastwirkung

$$\sigma_b = -29 \pm 15,4 = \begin{cases} -44,4 \text{ kg/qcm,} \\ -13,6 \text{ „} \end{cases}$$

#### I. Boden.

Last der Außenstütze IX = 118,715 t,  $M = 3,36$  mt;  $\epsilon = \frac{M}{N} = 2,83$  cm;

bei zentrischer Lastwirkung

$$\sigma_b = -\frac{118715}{2810 + 335} = -38 \text{ kg/qcm,}$$

bei exzentrischer Lastwirkung

$$\sigma_b = -38 \pm 13,2 = \begin{cases} -51,2 \text{ kg/qcm,} \\ -24,8 \text{ „} \end{cases}$$

Last der Mittelstütze II = 239,79 t; Kopfmoment  $M = 2,582$  mt;  $\epsilon = \frac{M}{N} = 1,08$  cm;

Tabelle V.

Belastungs- und Einspannungszustand	$\frac{l_1 + l_2}{h}$	$\frac{J_1}{J_3}$	$\frac{J_2}{J_3}$	Y in t	B in t	X in t	M <sub>d</sub> mt	M <sub>f</sub> mt	M <sub>e1</sub> mt	M <sub>e2</sub> mt	M <sub>e3</sub> mt	$\frac{M_{e3}}{M_{e2}}$	M <sub>imax</sub> mt	M <sub>ymax</sub> mt
Kontinuität	—	—	—	0	3,774	0	0	0	1,520	1,520	0	0%	0,726	0,838
VL Boden	8,05	0,813	—	—	3,525	0,130	0,332	0,376	1,372	1,392	—	3,2%	0,620	0,696
Rah- men	2,9	0,056	—	—	3,115	0,323	0,854	0,935	1,060	1,115	—	7,3%	0,514	0,552
I. Boden	—	—	—	0	3,019	0	0,976	1,052	0,976	1,052	0,0760	7,3%	0,488	0,526
Feste Einspannung	—	—	—	0	4,960	0	0	0	2,050	2,050	0	0%	—	3,080
Kontinuität	—	—	—	0	4,615	0,406	—	1,180	1,128	2,550	—	55%	—	2,193
VL Boden	8,05	0,813	—	—	4,615	0,406	—	2,426	0,154	2,686	—	93%	—	1,471
Rah- men	2,9	0,056	—	—	4,045	0,838	—	2,692	0	2,692	—	1%	—	1,340
I. Boden	—	—	—	0	3,940	0	0	0	0	0	—	—	—	—
Feste Einspannung	—	—	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Belastung der  
gr. Öffnung  
p = 1,92 t/m

Belastung der  
gr. Öffnung  
p = 0,75 t/m

bei zentrischer Lastwirkung

$$\sigma_b = \frac{239\,790}{5600 + 680} = -38 \text{ kg/qcm},$$

bei exzentrischer Lastwirkung

$$\sigma_b = -38 \pm 3,56 = \begin{cases} -41,56 \text{ kg/qcm}, \\ -34,44 \text{ } \end{cases}$$

Der Vergleich mit den nach der üblichen Berechnungsweise ermittelten Werten ergibt, daß

die gegenseitige Beeinflussung von Säule und Träger infolge ihrer starren Verbindung ganz erheblich ist. Im vorliegenden Falle hat die Vernachlässigung dieses Einflusses die Spannungen in den Stützen

des VI. Bodens um 50–250 ‰,  
„ 1. „ „ 10–35 ‰

zu klein ergeben. Für die Balken werden sich beim Anschluß an die Außenstützen die Verhältnisse zum Teil noch ungünstiger gestalten.

## UNFALLSTATISTIK.

### Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Vorbemerkung. Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton gibt eine Unfallstatistik für Eisenbetonbauten heraus. Die Unfälle, die durch Vermittlung der Staatsanwaltschaften oder der Baupolizeibehörden zu seiner Kenntnis gelangen,

Fig. 1. Schnitt a—b.

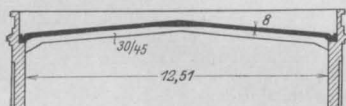


Fig. 3. Dachbinder.

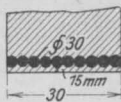
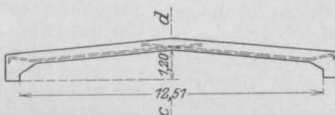


Fig. 4. Schnitt c—d.

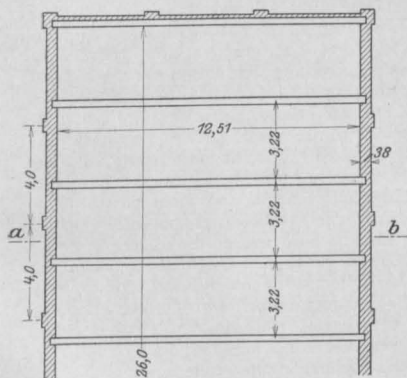


Fig. 2. Grundriß.

werden in Zukunft unter obiger Überschrift in verschiedenen technischen Zeitschriften veröffentlicht. Die Namen der in Frage kommenden Orte und Persönlichkeiten werden in der Regel nicht genannt.

1. Einsturz eines Daches aus Eisenbeton (Fig. 1 bis 4). Ein mehrgeschossiges Fabrikgebäude von 26 m Länge und 12,51 m lichter Weite sollte ein freitragendes Dach aus Eisenbeton erhalten. Die Dachbinder waren 30 cm breit und 45 cm hoch und hatten im allgemeinen einen Abstand von 3,22 m; sie lagen beiderseits

auf den Längsmauern frei auf, an deren Außenseiten schwache Vorlagen im Abstände von etwa 4 m vorhanden waren. Die Dachbinder lagen somit in der Regel nicht in der Achse dieser Vorlagen, sondern dazwischen, der Fußboden des Dachgeschosses befand sich etwa 3 m unter dem Auflager der Binder. Die Stärke der eigentlichen Dachhaut betrug 8 cm. Die Binder waren nicht geradlinig, sondern in gebrochener Form (Fig. 3) angeordnet; an den Auflagern, die 1,20 m tiefer lagen als die Trägermitte, waren Verstärkungen (Vouten) vorhanden. Besondere Verankerungen zwischen den Bindern und Längsmauern waren nicht vorgesehen; die Trägerenden scheinen einfach eingemauert gewesen zu sein. Die Eiseneinlagen waren so angeordnet, wie es die Fig. 3 zeigt: in jeder Trägerhälfte 5 Rundeeisen von 30 mm Durchmesser. An der Kreuzungsstelle in der Mitte

mußten somit 10 Rundeeisen (Fig. 4) nebeneinander liegen, die die ganze Breite des Querschnittes vollkommen ausfüllten. Tatsächlich war allerdings die Schalung zu eng für die 10 Eisen, so daß diese in der Mitte nicht genau nebeneinander, sondern zum Teil übereinander lagen; der Abstand der Eisen von der Unterkante, der zu 15 mm angenommen war, wurde dadurch streckenweise nicht unbedeutend vergrößert. In der statischen Berechnung, die übrigens erst nach dem Einsturz aufgestellt worden ist, sind die Binder berechnet, ohne daß dabei auf ihre geknickte Form Rücksicht genommen ist, als seien sie frei aufliegende Träger mit wagerechter Achse. Die Rechnung ergab unter diesen Umständen eine Beanspruchung des Eisens von 1500 kg/qcm und des Betons von 40 kg/qcm. Die Haftspannungen in der Mitte der Träger sind nicht berechnet worden. Das Mischungsverhältnis war 1:6; Betondruckproben sind nicht angestellt worden, da, wie der angeklagte bau-

leitende Ingenieur behauptete, die Güte des verwendeten Steinsplitts außer Zweifel stehe, und deshalb in der in Frage kommenden Gegend keine Firma Betonproben zu machen pflege. Gleich nach Fertigstellung wurde das Dach mit Pappe eingedeckt, was die Besichtigung des Betons unmöglich machte und das Abbinden verzögert haben mag. Etwa drei Wochen nach der Herstellung wurde das Dach ausgeschalt. Der Zimmergeselle, der damit beauftragt wurde, behauptet, daß ihm das Alter des Daches mit über vier Wochen angegeben worden sei, so daß er keine Bedenken gehabt habe, mit der Ausschalung zu beginnen. Als die Stützen entfernt waren, wurden die Längsmauern des Gebäudes seitlich herausgedrückt, und das Dach stürzte ein. Menschen sind dabei nicht verunglückt; der Staatsanwalt erhob aber Anklage gegen den Ingenieur, weil in letzter Zeit in der Gegend an mehreren von diesem geleiteten Bauten Einstürze vorgekommen waren. Der vom Staatsanwalt angenommene Sachverständige hat leider keine Gelegenheit gehabt, die Baustelle zu besichtigen, er hat aber auf Grund ermittelter Tatsachen dem bauleitenden Ingenieur verschiedene Verstöße gegen allgemein anerkannte Regeln der Technik bei Aufstellung des Entwurfes und eine mangelhafte Handhabung der Bauaufsicht vorgeworfen. Nach Aussage des Kreisbaumeisters haben die in der statischen Berechnung angegebenen Eiseneinlagen mit der Ausführung nicht übereingestimmt. Die Verteidigung stellte andere Sachverständige, die entgegengesetzte Meinung waren. Wegen dieser Widersprüche sprach das Gericht den Angeklagten frei.

L. M.

### Der Schweinfurter Fabrikeinsturz vor dem Reichsgericht.

Urteil des Reichsgerichts vom 7. November 1912.

Leipzig, 7. November. (Nachdr. verb.) Am 13. Juni 1911 ereignete sich bekanntlich beim Umbau der Heinemannschen Schuhfabrik in Schweinfurt ein folgenschweres Bauunglück. Im Fabrikgebäude, dem ein neues, zweites Obergeschoß aufgesetzt werden sollte, brach ein Tragpfeiler unter der schweren Last zusammen und riß die Decken und Umfassungsmauern des Gebäudes mit sich, so daß vier Personen den Tod fanden und zwanzig mehr oder minder schwer verletzt wurden. Der Bauleiter Architekt Friedrich Gottschalk und der Maurermeister Riedel, der die Eisenbetonarbeiten übernommen hatte, wurden daher von der Kgl. Bayr. Staatsanwaltschaft unter Anklage gestellt. Die Hauptverhandlung vor der Strafkammer des Landgerichts Schweinfurt, die am 26. April 1912 mit der Urteilsverkündung ihren Abschluß fand, ergab folgenden Sachverhalt: Der Schuhwarenfabrikant Kommerzienrat Heinemann hatte im Jahre 1886 in Schweinfurt eine Schuhwarenfabrik erbauen und im Jahre 1896 durch einen Seitenflügel erweitern lassen. Hierbei wurde ein Teil der Umfassungsmauer auf der Anbauseite bis auf einen Fensterpfeiler abgebrochen, der ohne konstruktionsmäßige Stärkung als Tragpfeiler verwendet wurde, indem ihm im Erdgeschoß drei Deckeneinzüge exzentrisch, ohne untereinander verbunden zu sein, aufgelegt wurden.

Im Jahre 1910 beschloß Kommerzienrat Heinemann, ein Kontorgebäude zu errichten und dem Fabrikgebäude ein zweites Obergeschoß aufzusetzen und beauftragte den Architekten Friedrich Gottschalk mit der Bauleitung, während die Ausführung einzelnen Unternehmern übertragen werden sollte. Als Honorar wurden Gottschalk zugesagt 30/0 der Bausumme, eine weitere Vergütung von 1/2 0/0 und außerdem 120 M. für den Bau des Kontorgebäudes. Gottschalk arbeitete zunächst die Pläne aus, nach denen das Kontorgebäude in Eisenbeton, der Fabrikaufbau in Backsteinmauern und Holzkonstruktion ausgeführt werden sollte. Am 30. August 1910 lief die baupolizeiliche Genehmigung, unter verschiedenen Bedingungen erteilt, bei Gottschalk und Heinemann ein. Die Ausführung des Kontorgebäudes wurde jetzt dem Maurermeister Riedel übertragen, und dieser ließ durch einen Techniker statische Berechnungen hierfür anfertigen. Der projektierte Fabrikumbau erlitt jedoch einen Aufschub, als Heinemann, nachdem er in Augsburg eine in Eisenbeton errichtete Fabrik gesehen, die Ausführung des Fabrikaufbaus ebenfalls in Eisenbeton verlangte. Gottschalk arbeitete daraufhin die Pläne für Eisenbeton um und erhielt im April 1911 vom Stadtmagistrat die baupolizeiliche Genehmigung. Am 19. April wurden die Maurer-, Steinhauer- und Eisenbetonierungsarbeiten an mehrere große Firmen ausgeschrieben, am 5. Mai erhielt Riedel den Zuschlag. Gottschalk als Bauleiter vereinbarte mit Riedel besondere Bedingungen, wonach Riedel vor der Fundation die Fundamente auf ihre Tragfähigkeit zu untersuchen und die Betonfundamente nur auf sicherem Baugrund zu betten hatte. — Riedel reichte nun eine genaue statische Berechnung beim Stadtmagistrat ein, die zwar die Belastung der Eisenbetondecke und der Stützen enthielt, jedoch die Belastung des Mauerpfeilers nicht klarstellte. Er erhielt auch am 15. Mai die Genehmigung, nachdem er zuvor am 11. Mai mit Heinemann einen endgültigen Vertrag vereinbart hatte. Danach hatte er die gesamte Ausführung und Lieferung der Eisenbetonarbeiten, ferner die volle Garantie für die Güte und Haltbarkeit seiner Arbeit zu übernehmen, sich sorgfältig an die Bauzeichnungen zu halten und in allen Stücken den Anordnungen Gottschalks Folge zu leisten. Gottschalk meldete sich darauf bei der Behörde als Bauleiter an, und am 18. Mai 1911 begann der Bau. Der bereits erwähnte alte Fensterpfeiler, der die Decke des Erdgeschosses stützte, wurde verlängert und verstärkt und die neue Eisenbetondecke zunächst auf seiner Südseite, dann auf seiner Nordseite in Angriff genommen. Der Beton wurde beinahe flüssig aufgetragen und nicht gestampft. — Währenddessen wurde der Fabrikbetrieb im vollen Umfang aufrechterhalten, und die Säle wiesen die übliche Arbeiterzahl auf. Am 13. Juni 1911, dem Unglückstag, vormittags acht Uhr wurden an dem Fensterpfeiler Risse wahrgenommen, die sich immer mehr vergrößerten, kurz nach zehn Uhr wurde der Betrieb eingestellt, der Polier geholt, einige Abstützversuche vorgenommen, doch ohne Erfolg, auf allen Seiten des Pfeilers klappten tiefe Spalten, und kurz vor Mittag brach das Bauwerk in sich zusammen. Mehreren Arbeitern gelang es noch, sich im letzten Augenblick durch eilige Flucht zu retten, dagegen wurden der Fabrikbetriebsleiter Neumann und die Arbeiter Illing, Bauer und Krug getötet. Zwanzig andere erlitten schwere Verletzungen unter der Wucht der hereinbrechenden Trümmer. Die Ursache des Fabrikeinsturzes war allein in dem Zusammenbruch des Tragpfeilers zu suchen. Dieser war durch die Art der Lagerung der drei im Jahre 1896 aufgelegten Unterzüge exzentrisch überlastet worden, da diese weder auf einer Platte ruhten noch untereinander verbunden waren. Die exzentrische Belastung betrug mindestens 14 kg auf ein Quadratcentimeter, während sie überhaupt höchstens 7–8 kg betragen durfte und die äußerste Tragfähigkeit allgemein sich auf 45 kg belief. Infolge der Auftragung der Eisenbetondecke verstärkte sich noch der exzentrische Druck, während der statischen Berechnung eine kon-



zentrische Belastung zugrunde gelegt war. Wäre der Bau vollendet worden, so würde die exzentrische Belastung bei Eisenbeton 29 kg, bei Holzkonstruktion 22 kg auf das Quadratzentimeter betragen haben. Da, wie gesagt, die zulässige Belastung überhaupt 7—8 kg betrug, war der Tragpfeiler jedenfalls, insbesondere durch die drei Deckenunterzüge exzentrisch überlastet und mußte, da noch andere, nicht genau ermittelte Ursachen hinzukamen, zusammenbrechen. Die Erschütterung infolge des Fabrikbetriebs und die Art der Auftragung der Betondecke konnten den Einsturz nicht veranlaßt haben. Dieser Sachverhalt war von elf Sachverständigen festgestellt worden. Gegen Gottschalk lautete das Urteil gegen Verstoß gegen die anerkannten Regeln der Baukunst, fahrlässiger Tötung in vier Fällen, fahrlässiger Körperverletzung in zwanzig Fällen (§§ 330, 222 und 230 St. G. B.) auf vier Monate Gefängnis. Der Kunstfehler lag darin, daß Gottschalk, obwohl dem Tragpfeiler keine höhere Last zugemutet werden durfte, als er wirklich später zu tragen hatte, eine genauere Untersuchung mittels statischer Berechnung und vor allem eine sorgfältige substantielle Prüfung des Materials des Tragkörpers pflichtwidrigerweise unterließ. Der Tragpfeiler hatte bisher eine Belastung von 95 Tonnen gehabt, nach der Vervollendung des Umbaus würde sie vielleicht über 174 Tonnen betragen haben. Daher bestand die Verpflichtung zur Aufstellung einer genauen statischen Berechnung. Würde Gottschalk die Unterzüge durch Abschlagen des Verputzes an der Auflagestelle geprüft haben, so hätten sich sofort die Fehler gezeigt und die Notwendigkeit einer Auswechslung oder Verstärkung des Pfeilers sich ergeben. Als verantwortlicher Bauleiter, der Maße, Lasten und Pläne zu berechnen hatte und auch dem Bauausführenden Riedel übergeordnet war, war Gottschalk zu dieser Prüfung verpflichtet; er hat sie unterlassen und durch Verletzung seiner Berufspflicht fahrlässigerweise den Tod und Körperverletzungen von Menschen herbeigeführt. Hiermit war der Tatbestand der ihm zur Last gelegten Delikte erfüllt. Riedel war dagegen freigesprochen worden. Nach dem gültigen Vertrag vom 12. Mai 1911 hatte er für die Güte und Haltbarkeit der Decke zu garantieren. Diese Verpflichtung erfüllte er auch. Ein Verschulden Riedels war aus seiner vertraglichen Verpflichtung daher nicht erwiesen. Auch ein Kunstfehler war ihm nicht nachzuweisen. Die statische Berechnung ist an und für sich Sache des bauleitenden Architekten. Für den Teilausführenden gilt nur der Grundsatz, daß seine Arbeit sachgemäß und materiell richtig sein muß, dagegen braucht er nicht die Richtigkeit der Konstruktion des Gesamtgebäudes zu untersuchen, sondern kann sich hier auf die Gewissenhaftigkeit des Bauleiters verlassen. Riedel war aber auch hier kein Verstoß nachzuweisen. Daher erfolgte seine Freisprechung. Gegen das Urteil des Landgerichts Schweinfurt verfolgten Revision beim Reichsgericht der Architekt Gottschalk, ferner gegen Riedels Freisprechung die Schweinfurter Staatsanwaltschaft und ein Nebenkläger, der minderjährige Arbeiter Mayer, der bei dem Einsturz schwer verletzt und drei Monate arbeitslos geworden war. Gottschalks Revision rügte Verletzungen materiellen Rechts. Die Feststellungen des Untergerichts seien widerspruchsvoll. Der Pfeiler habe 25 Jahre lang eine weit höhere Last getragen als im Augenblick des Einsturzes. Es sei abwegig, wenn das Urteil mit der Überlastung nach vollendetem Bau argumentiere, da diese ja garnicht einwandfrei habe berechnet werden können, weil Gottschalk immer noch Abänderungen vornehmen durfte. Die Verantwortlichkeitsfeststellungen seien ebenso mangelhaft und ungenügend. Für den Deckenbau habe Gottschalk tatsächlich die Verantwortung auf Riedel abgewälzt. Daher möge das Urteil aufgehoben werden. Im Falle Riedel hoben die Revisionen der Staatsanwaltschaft und des Nebenklägers die Verantwortlichkeit Riedels für Festigkeit und Sicherheit des Baues hervor und verlangten Aufhebung des Freispruchs. Das Reichsgericht, 1. Strafsenat entschied jedoch in

seiner Sitzung vom 7. November 1912, auf Antrag der Reichsanwaltschaft, daß sämtliche Revisionen als unbegründet zu verwerfen seien, und bestätigte das Urteil der ersten Instanz. Gottschalk sei als Bauleiter verpflichtet gewesen, die Tragfähigkeit des Pfeilers zu untersuchen, die Ausführungen seiner Revision seien widerspruchsvoll. Riedel dagegen habe eine solche Verpflichtung als Teilausführender nicht gehabt, da ja eine Oberbauleitung vorhanden gewesen sei. Der Spezialbauunternehmer sei nur dann zu solch eingehenden Prüfungen verpflichtet, wenn er vollkommen allein, auf eigene Rechnung den Bau ausführe. Dies habe hier nicht vorgelegen, daher bestehe der Freispruch zu Recht.

(Aktenzeichen 1D. 609/12)

### Ein Arbeiter ist schon vor Beginn der Arbeit versichert, wenn er beim Betriebsleiter die Arbeitsanweisung einholt.

Entscheidung des Reichsversicherungsamtes  
vom 26. März 1912.

Bearbeitet von Rechtsanwalt Dr. Felix Wallner  
(Leipzig).

(Nachdr., auch im Auszug, verb.) Wie das Reichsversicherungsamt schon die Wege von und nach der Betriebsstätte als versichert und die auf ihnen geschehenden Unfälle als Betriebsunfälle ansieht, sei es weil der Arbeiter zum Lohnempfang geht, sei es weil er zu Hause für den Betrieb weiterarbeiten will, so hat es auch entschieden, daß ein Arbeiter, der sich beim Betriebsleiter zur Entgegennahme der erforderlichen Anweisungen zu melden hat, schon von deren Empfang an versichert ist. Die Entscheidung wurde veranlaßt durch den Unfall eines Ziegeleiarbeiters. Dieser hatte sich in der Zeit vor dem Unfälle vom 6. Februar 1911 jeden Morgen vor Beginn der Arbeit in der Ziegelei des Ziegeleibesitzers L. in N. einzufinden, um vom Ziegelemeister zu erfahren, ob er an dem betreffenden Tage in der Ziegelei selbst, oder wie es häufig nötig wurde, in der dazugehörigen Lehmgrube arbeiten sollte. Am Unfalltage sollte er in der Lehmgrube arbeiten. Beim Gange nach dieser, wobei er sich noch sein Arbeitszeug aus einem am Wege liegenden Gasthaus holte, erlitt er einen Unfall. Als Rekursgericht gegenüber der Entscheidung des Schiedsgerichts Weimar hat das Reichsversicherungsamt einen Betriebsunfall als vorliegend erachtet. Bei dem obigen Sachverhalt hat es angenommen, daß der Kläger an dem Unfalltage bereits mit dem Augenblicke, in welchem er sich auf der Ziegelei zwecks Entgegennahme der dienstlichen Anweisung, also zur Vornahme einer dem Betriebe dienenden Tätigkeit, einfand, in den Bann des Betriebs eingetreten sei, und daß dieser Zusammenhang mit dem Betriebe nicht nur während seines Aufenthalts in der Ziegelei, sondern auch auf dem Gange nach der Lehmgrube fortbestanden habe. Wie das Reichsversicherungsamt in ständiger Spruchübung annehme, falle bei Arbeiten, welche, wie die des Klägers, einen öfteren Wechsel der Arbeitsstätte mit sich bringen, der Gang von einer Arbeitsstätte zur anderen nicht aus dem Rahmen der versicherten Betriebstätigkeit heraus. Der innere Zusammenhang mit dem Betriebe sei im vorliegenden Falle aber auch dadurch nicht gelöst worden, daß der Kläger am Unfalltage auf dem Gange nach der Lehmgrube sich sein Arbeitszeug aus dem am Wege belegenden Gasthause, in dem es untergestellt war, abgeholt hat. Denn, wenn diese Verrichtung auch nicht den unmittelbaren Zwecken des Ganges, sondern mehr persönlichen Interessen gedient habe, so sei sie doch gelegentlich des Ganges und in verständiger Weise ausgeführt worden, ohne daß sich der Kläger dabei einer dem Gange selbst fremdartigen Gefahr ausgesetzt habe.

(Vgl. Sammlg. v. Entsch. des RVA. I, S. 141 ff.)

## LITERATURSCHAU.

*L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

## I. Der Baustoff.

## 1. Herstellung und Verarbeitung.

Betonrohrstampfmaschine „Meteor“. Die Maschine wird beschrieben und im Bilde vorgeführt. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 127.

## 2. Prüfung und Untersuchung.

Cement and concrete International Association For Testing Materials. Berichte über Zement- und Betonuntersuchungen auf dem VI. Kongreß der Internationalen Vereinigung für die Materialprüfung der Technik. Prof. Schüle, Zürich, berichtet über die Kochprobe und die Volumbeständigkeit des Portlandzements bei trockener Lagerung. Lloyd M. Chapman, New-York, über Versuche aller Art mit Beton. Bertram Blount, London, über beschleunigte Volumbeständigkeitsproben des Portlandzementes. J. Bied, Viviers (Ardèche), über das Versuchswesen mit hydraulischen Bindemitteln. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII, Nr. 10.

Versuche mit wasserdichtem Beton. Von Dipl.-Ing. Rich. Hoffmann, Neustadt a. d. Haardt. Versuche von Prof. Mörsch im Laboratorium der Firma Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H., haben ergeben, daß ein dichter Beton bei Zusatz von Schmierseife vollständig wasserundurchlässig wird, aber beträchtlich an Festigkeit verliert. Beton u. Eisen 1912. Heft XVI.

Die transportable hydraulische Presse im Materialprüfungswesen. Von Dipl.-Ing. Ernst Gebauer. An der Hand von Abb. wird eine hydraulische Presse und ihre Verwendungsmöglichkeit zur Baustoffprüfung gezeigt. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 117.

Zur Frage des Schlackenbetons. Die Versuche Knauffs werden beschrieben, ihre Ergebnisse angeführt und besprochen. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 127.

Seesand und Bruchsteinmörtel im Meereswasser. Es werden Versuche an Zement- und Kalkmörteln beschrieben, die aus Seesand oder Bruchsteinsand hergestellt und im Meereswasser aufbewahrt und nach Lagerung von 7 oder 28 Tagen bis 5 oder 6 Jahre geprüft wurden. Die Mörtel aus Bruchsteinsand zeigten bessere Ergebnisse. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 124.

## 3. Wirtschaftliches.

Wie macht man das Zementrohr wettbewerbsfähiger? Von J. Barth. Verfasser zeigt die Mängel der heute noch üblichen Stoßverbindung von Zementrohren und deren Dichtung und zeigt, wie man durch einen stumpfen Stoß und

eine trichterförmige Ausbildung der Stoßfuge diese Mängel beseitigen kann. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 127.

## II. Theorie.

T-beam design. Berechnungsverfahren für Eisenbetonplattenbalken bei gegebener Belastung, gegenseitigem Abstand, sowie Stützweite der Balken und Stärke der Platte. Anwendung auf ein Beispiel. s. L. Oktober 1912. II. S. 390. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VIII. Nr. 7.

Shear force in T-beams. Von John A. Davenport. Berechnung der Scherkräfte in Plattenbalken bei gleichmäßig verteilter Belastung und bei Auftreten von Einzellasten. Anwendung auf ein Beispiel. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 10.

Bending moments in beams with partly fixed ends and the bending moments they produce in their supports. Von H. Kruse, Kopenhagen. Ableitung eines einfachen Berechnungsverfahrens zur Ermittlung der Biegemomente im teilweise eingespannten Balken sowie der Biegemomente, die sie in den Stützen hervorrufen. Rahmenberechnung. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 8.

Ableitung von Formeln zur unmittelbaren Querschnittsbemessung doppelt bewehrter Platten. Von Dipl.-Ing. H. Maurer, Frankfurt a. M. Unter Zugrundelegung der ministeriellen Bestimmungen leitet Verfasser Dimensionierungsformeln für doppeltbewehrte Platten ab und zwar in der Form  $h - a = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$  und

$f_e = \beta \sqrt{M b}$ , für beliebige Verhältnisse  $\frac{\sigma_b}{\sigma_c}$  und  $f_e : f_e'$ . In einer Zahlentafel sind für eine Reihe Werte  $\frac{\sigma_b}{\sigma_c}$  und  $f_e$ , die zugehörigen  $\alpha$  und  $\beta$  zusammengestellt. Beton u. Eisen 1912. Heft XVI.

Näherungsweise Berechnung des flachen eingespannten Bogens für Einzellasten. Von Ing. Wilhelm, Troppau. Übertragung der von Ing. Neugeboren in Heft XIV u. XV von Beton u. Eisen 1911 gegebenen Berechnungsart des eingespannten Bogens für gleichmäßig verteilte Belastung auf die Untersuchung für Einzellasten. Beton u. Eisen 1912. Heft XVII.

Beitrag zur Theorie der im Eisenbetonbau gebräuchlichen Form der Rippenkuppel (Ergänzung der gleichnamigen Abhandlung bezüglich der Querkraftwirkungen s. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, Heft XIII). Von Dr.-Ing. K. W. Mautner (Düsseldorf). Theoretische Betrachtungen zum Nachweis dafür, daß

die Wirkung der Querkräfte bzw. Ringdrehung verhältnismäßig gering ist, daß sich also aus der in genannter Abhandlung gemachten Annahme nur im wagerechten Sinne verschiebbarer und deformierter Ringe nur unbedeutende Abweichungen zwischen den unter beiden Annahmen errechneten Biegemomenten ergeben. Beispiele. Beton und Eisen 1912. Heft XVI.

Wind pressure on roofs. Consideration of Stanton's experiments. Von Edward S. Andrews. Dr. T. E. Stanton hat Versuche über die Größe des Winddruckes gemacht, und zwar erst mittels künstlicher Erzeugung eines Luftstromes durch einen Ventilator, später mit dem natürlichen Wind einer Windmühle. Die Versuche ergaben Einwirkungen des Windes auf die ihm abgelegene Hälfte der Dachkonstruktion. An einem Beispiel werden die Ergebnisse der Berechnung eines Dachstuhles nach dem üblichen Verfahren und bei Verwertung der Stanton'schen Versuchsergebnisse einander gegenübergestellt und gezeigt, daß der bei den Versuchen ermittelte Einfluß auf der Leeseite im allgemeinen ausgleichend wirkt, d. h. die größten positiven und negativen Kräfte vermindert. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 9.

Ausbildung verbundsicherer Eisenbetonbalken. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz (Düsseldorf). Verfasser bespricht die Bedeutung der Haftspannungen im Verbundbalken und gibt für den frei aufliegenden und den durchgehenden Träger ein Verfahren zur Ermittlung der Haftkräfte und zur Erzielung sicheren Verbundes beim Entwerfen von Eisenbetonbalken. Beton u. Eisen 1912. Heft XVI.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Reinforced concrete at the international congress on the testing of materials held at New York 1912. Erster Teil des Berichts des auf dem internationalen Kongreß für die Materialprüfung der Technik in Kopenhagen gebildeten internationalen Ausschusses für Eisenbeton über den Stand und die Ergebnisse der bisherigen Arbeiten; u. a. werden die einheitlichen Bezeichnungen für Beschreibungen und statische Berechnungen mitgeteilt, die von einem Unterausschuß unter dem Vorsitz Prof. Melans (Prag) vorgeschlagen und die 1909 in Kopenhagen gebilligt wurden. Hierbei wird empfohlen, kleine römische Buchstaben für Längen und Lasten für die Längeneinheit, große römische Buchstaben für Flächen und Kräfte und kleine griechische Buchstaben für Koeffizienten und Beanspruchungen anzuwenden. Concr. and Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 9.

Concrete tests during the erection of the New War Office in Vienna. Von Ingenieurleutnant J. Kromus. Auszug aus dem in „Beton und Eisen“ erschienenen Aufsatz über „Beton-

versuche während des Baues des neuen Kriegsministerialgebäudes in Wien“. Mit Abb. Vergl. L. März 1912. III. S. 124. Concr. and Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 7.

Brandversuche mit Beton. Es werden die Ergebnisse mitgeteilt, die im Laboratorium für Wärmemessungen der Technologischen Anstalt von Massachusetts an Betonprobekörpern bei hohen Wärmegraden beobachtet wurden. Von praktischer Bedeutung ist insbesondere die Ermittlung der Ausdehnung des Betons durch die Wärme und der Einfluß der Wärme auf die Festigkeit. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 121.

Ein Theater für Brandversuche. Das Düsseldorfer Modelltheater für Brandversuche wird mit Abb. beschrieben. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 124.

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

Preußischer Ministerialrunderlaß, betr. das Verdingungswesen, vom 4. September 1912. Auszugsweise Wiedergabe des Erlasses, der sich auf die Handhabung der allgemeinen Bestimmungen, betr. die Vergebung von Leistungen und Lieferungen vom 23. Dezember 1905 und der seitdem hierzu erlassenen Zusätze bezieht und auf eine möglichst Befriedigung der Wünsche des Mittelstandes hinzielt. Beton und Eisen 1912. Heft XVI.

Proposed standard specifications for reinforced concrete work. Vorschläge von Normen für die Beschaffenheit der Baustoffe und ihre Verarbeitung bei Herstellung von Eisenbetondecken, von Wege- und Straßenbefestigungen aus Beton, von Zementröhren und von Betonhochbauten und Betonsteinen. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 9.

### V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

The Cement-Gun. Beschreibung einer verbesserten Ausführungsform der „Zementkanone“ mit Abb. des inneren Aufbaues der Maschine. Vergl. auch L. September 1912. V, 1. S. 352. — Concr. and Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 10.

Abbruch von Eisenbetonbauten. An zwei Beispielen wird mit genauen Kostenunterlagen der große Kostenaufwand gezeigt, den der Abbruch solcher Bauten verursacht und der bei Decken höher als die Herstellungskosten werden kann. Eisenbetonbauten erfordern daher neben ihrer Amortisation auch die Schaffung eines Reservefonds für den Abbruch. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1912. Nr. 42.

Bauunfälle in Ursache und Moral. Von Karl Böhm (Gera). Verfasser schildert eine große Zahl von Unfällen bei Beton- und Eisenbeton-

konstruktionen und zeigt ihre Ursachen, die er in Schalungsfehler, Temperatureinflüsse, Überlastung und schlechte Auflager trennt. Als moralischen Grund so manchen Bauunfalls nennt er dann den scharfen, oft gewissenlosen Wettbewerb und die große Zahl technisch nicht genügend geschulter Bauunternehmer, die oft ohne Kenntnis von Theorie und Praxis Eisenbetonbauten ausführen. *Tonindustriezeitung* 1912. Nr. 118.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Petersens Zementturm. Ein 72 m hoher Turm aus Zementbeton, der bereits in den siebenziger Jahren gebaut wurde und an dem der Erbauer seinen Zeitgenossen die Anwendung und große Festigkeit dieses Baustoffes zeigen wollte, wird mit Abbildungen beschrieben. *Tonind.-Ztg.* 1912. Nr. 118.

Portland cement in the restoration of Winchester Cathedral. Mitteilungen über die Verwendung von Portlandzement bei den Ausbesserungs- und Erneuerungsarbeiten an der Winchester-Kathedrale. Mit Abb. *Concr. a. Constr. Engg.* 1912. Bd. VII. Nr. 8.

Über die Gründungsarbeiten bei den Museumsneubauten in Berlin. Kurze Beschreibung der Schwierigkeiten, die sich bei der Gründung dieser Bauten infolge des Auftretens einer 30 m breiten und bis zu 50 m tiefen Erosionsspalte zeigen. Die verschiedenen Vorschläge zu ihrer Beseitigung und der Kampf zwischen Bauleitung und Aufsichtsbehörde werden kritisiert. *Deutsche Bauztg.* 1912. Nr. 84.

Reinforced concrete piles. Von Robert A. Cummings. Auszug aus einem Vortrag vor der 8. Versammlung der Nationalen Vereinigung der Zementverbraucher Amerikas in Kansas City über Eisenbetonpfähle. Verfasser unterscheidet zwei Hauptarten und zwar die nach ihrer Herstellung eingerammten und die an Ort und Stelle in der Erde gestampften Pfähle, bespricht die Art ihrer Bewehrung, das Rammverfahren und schließlich die Herstellung der Pfähle selbst. *Concr. a. Constr. Engg.* 1912. Bd. VII. Nr. 8.

Concrete telegraph poles across marshy ground. Von George Gibbs. Mitteilungen über die Herstellung von Eisenbetontelegraphenmasten und ihre Gründung oder Aufstellung auf sumpfigem Untergrund aus Anlaß der Herstellung der Telegraphenlinie für die Pennsylvania-Eisenbahn durch das 5 Meilen lange sumpfige Gebiet der sogenannten „Hackensack Meadows“. Mit Abb. *Concr. a. Constr. Engg.* 1912. Bd. VII. Nr. 8.

Eisenbeton-Beleuchtungsmaste. Von der Firma Rimler & Trocynski, Krakau. Beschreibung und Berechnung zweier auf der Architektur Ausstellung in Krakau aufgestellter monumentaler Beleuchtungsmaste aus Eisenbeton, die ein sehr

gefalliges Aussehen aufweisen. Mit Abb. *Beton u. Eisen* 1912. Heft XVI.

Reinforced concrete buildings at Rownton's Cocoa works. Beschreibung einiger Hochbauten aus Eisenbeton mit einer besonderen Bewehrungsbildung. Mit Abb. *Concr. a. Constr. Engg.* 1912. Bd. VII. Nr. 7.

Eisenbetonkuppel in Sankt Blasien. Von Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Nach einem Vortrage des Direktor Dipl.-Ing. Spangenberg, Karlsruhe, auf der XV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. Mitteilungen über die bemerkenswerten Einzelheiten bei dem Entwurf und der Ausführung einer Eisenbetonkuppel von 33,7 m Durchmesser und 5,25 Pfeilhöhe. Mit Abb. Vgl. auch *L.* September 1912, V, 2, S. 352: „Eine Eisenbetonkuppel von 34 m Spannweite“. *Beton u. Eisen* 1912. Heft XVI.

Das Elektrizitätswerk Arniberg bei Amsteg. In der ausführlichen Beschreibung dieser Anlage ist auch eine eingehende Darstellung der für die Gefälleleitung verwendeten Siegwart-Röhren, spiralarmierten Eisenbetonröhren von 1 bis 5 m Baulänge und lichten Weiten von 41, 35 und 31 cm gegeben. Ihre Herstellung und Verlegung werden mit Abbildungen gezeigt. *Schweizerische Bauztg.* 1912. Bd. LX. Nr. 14.

Lecture Hall, York Museum, built of reinforced concrete. Bau eines Vortrags- und Museumbaues in York aus Eisenbeton. Interessant ist die bauliche Durchbildung der Gründungen, Umfassungsmauern, der Decken und des Daches des neuen Gebäudes, dessen größter Raum eine Länge von rd. 23 m, eine Breite von rd. 14 m und eine größte Höhe von etwa 9,5 m aufweist. Alle Profilierungen sind gleichzeitig mit dem Aufbau hergestellt, es bedurfte dazu einer sehr sorgfältigen Schalungsdurchbildung. Mit vielen Abb. *Concr. a. Constr. Engg.* 1912. Bd. VII. Nr. 8.

Die Markt- und Schlachthofanlagen in Stockholm. Ausgeführt von der A.-G. Arcus, Stockholm. Größere Eisenbetonhallen, deren Ausbildung und Bewehrung an Hand der Konstruktionszeichnungen kurz beschrieben und begründet werden. *Beton u. Eisen* 1912. Heft XVII.

Das städtische Gaswerk in Helsingfors (Finnland). Von Ing. J. Castrén, Helsingfors. Mitteilungen über die Eisenbetonkonstruktionen des neuen städtischen Gaswerkes. Hervorzuheben sind u. a. die Binder des Hausgerippes für das Retortenhaus, die aus dreiteiligen Rahmen von je 11,8 m Abstand und 13,4 m Höhe der Säulen bestehen. Statische Berechnung. Erwähnenswert ist ferner die Ausbildung von Dächern als sogen. Kastendecken. Diese bestehen aus zwei 7 cm dicken Platten mit zwischen diesen in etwa 80 cm gegenseitigem Abstand liegenden dünnen Balken. Die Bauart wird als verhältnismäßig leicht und wegen der guten Wärmeisolierung und der Vermeidung



von Schweißwasserbildung für Fabriken besonders geeignet empfohlen. Mit vielen Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XVI.

Kaminkühlanlage und Aschensilo der Kraftstation Wilmersdorf. Von Ing. A. Boesig, Berlin. Beschreibung der Eisenbetonkonstruktion für eine Kaminkühlanlage und einen vierzelligen Aschensilo. Angabe über Wirkungsweise und Leistungsfähigkeit der Anlagen. Zur Vermeidung von Rissebildung in den Wandungen der Bunkerzellen zufolge der großen Temperaturunterschiede, die durch Abkühlung der noch glühenden in die Bunker eingebrachten Asche mittels kalten Wassers entstehen, sind die Innenseiten mit einer Flachlage von in reinem Zementmörtel verlegten Eisenclinkern ausgekleidet. Mit vielen Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XVII.

Die neuen Kasernen in Tolmein. Von Obering. Hans Wyss, Tolmein. Neubau einer größeren Kasernenanlage aus Betonhohlmauerwerk unter Verwendung von Hakensteinen „System Schnell“. Kurze Beschreibung über die Bauausführung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XVII.

### 3. Ausführungen im Brückenbau.

Reinforced concrete arch bridge design. Von Mr. Daniel B. Luten. Auszug aus einem Vortrag des Verfassers. In diesem werden zunächst 12 einzelne Anforderungen aufgezählt, die an eine einwandfreie Straßenbrücke gestellt werden müssen, und alsdann der Reihe nach untersucht, in welcher Weise die Eisenbetonbogenbrücke diese Ansprüche erfüllt. Mit Abb. einer größeren Anzahl ausgeführter Beispiele. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII Nr. 8.

Eisenbetonbrücken im bayerischen Wald. Von Obering. C. F. Müller, Regensburg. Mitteilungen über Entwurf, Berechnung und Ausführung einer Fußgängerbrücke über den Regen zwischen Allenstadt und Chammünster. Die Brücke besitzt 36 m Spannweite und 2,0 m lichte Breite, Mittelstützen waren nicht zugelassen. Gewählt wurde ein flacher Bogen mit aufgehängter Gangbahn und Zugband. Angaben über Ausbildung und Bewehrung der einzelnen Bauteile. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XVII.

Cavendish bridge, Mauritius. Von P. le Juge de Sgrais. Eisenbetonstraßenbrücke über den Fluß „La Chaux“ von insgesamt etwa 150 m Länge, bestehend aus 7 flachen Bögen von je rd. 19 m Spannweite und  $\frac{1}{10}$  Stich. Jede Öffnung besteht aus 5 nebeneinander liegenden Hauptträgern, die fachwerkartig bewehrt sind. Die Gründung erfolgte auf Eisenbetonpfählen. Die Kosten waren niedriger als für die zuvor vorhandene Holzbrücke, die zudem noch alljährlich ziemlich hohe Unterhaltungskosten erforderte. Kostenangaben. Viele Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII Nr. 9.

The reinforced concrete bridge at Central Avenue, Rochester, U. S. A. Bemerkenswerte Eisenbetonbrücke für Straße und Eisenbahn über den Geneseefluß in Rochester. Gesamtlänge rd. 150 m, Breite rd. 20 m und zwar 5,4 m für die Gleise in der Mitte und beiderseits 3,6 m und 3,2 m für Fahrdamm und Fußweg. Die Brücke besteht aus 9 Öffnungen von 15–23 m Spannweite. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII Nr. 10.

### 4. Ausführungen im Wasserbau.

The construction of the reinforced concrete promenade pier at Cape Town, South Africa. Einzelheiten namentlich der Bauausführung eines neuen Landungs- und Wandelstegs in Kapstadt, der ganz aus Eisenbeton erbaut und auf Pfählen gegründet ist. Besonders bemerkenswert sind die Einrichtungen zum Rammen der Gründungspfähle. Mit vielen Abb. Vgl. auch L. Februar 1912 V, 2 S. 79. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII Nr. 8.

Applications of reinforced concrete in the construction of various maritime works in Holland. Von V. de Blocq van Kuffeler. Vortrag auf dem internationalen Schifffahrtkongreß in New-York über Anwendungen des Eisenbetons bei der Herstellung von Wellenbrechern, Kaimauern, Leuchttürmen, Uferschutzbauten u. a. m., sowie Bemerkungen über die Einwirkung des Seewassers auf Eisenbeton. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII Nr. 10.

The application of reinforced concrete to hydraulic works. Zusammenfassender Bericht von Mr. John Stephen Sewell über 5 Denkschriften und Verträge vom 12. Internationalen Schifffahrtkongreß in Philadelphia über die Anwendung von Eisenbeton im Wasserbau in Amerika, England, Frankreich, Italien und Ungarn. Aufzählung aufgeführter Anlagen aus allen Zweigen des Wasserbaus. Beobachtungsergebnisse über die Bewehrung und daraus sich ergebende Konstruktionsbedingungen. Gesamtergebnis: der Eisenbeton vereinigt die konstruktiven Eigenschaften des Eisens und Holzes mit der Dauerhaftigkeit des Mauerwerks; es ist keiner Zerstörungsform unterworfen, die nicht durch verständige Vorsichtsmaßregeln vermieden werden könnte; seine Anwendung ist nicht so vielen Beschränkungen unterworfen wie das Mauerwerk; er liefert in den schwierigsten Fällen oft die beste und wirtschaftlichste Lösung, in einigen Fällen die einzige brauchbare Lösung. Bei sorgfältigem Entwurf und guter Ausführung gehört er daher zu den wertvollsten Baustoffen, wenn nicht der wertvollste überhaupt, die für die Verwendung zu Wasserbauten aller Art zur Verfügung stehen. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII Nr. 7.

## 5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Railway platform walls. Von A. Correspondent. Einige Angaben über verschiedene Ausführungsformen von künstlichen Bahnsteigen und deren Kosten. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII Nr. 8.

Concrete subway work. Kurze Mitteilungen über den Bau der Fourth Avenue-Untergrundbahn in New-York an der Hand einiger Abbil-

dungen. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII Nr. 7.

Reinforced concrete reservoir for the East Cowes urban district council. Unterirdischer Eisenbetonwasserbehälter von  $30 \times 30$  m Grundfläche und rd. 5 m lichter Höhe mit einer Stützteilung von etwa  $6 \times 5,0$  m und durchgehender Mittelwand. Abbildungen mit allen Einzelheiten der Bewehrung. Beschreibung der Bauausführung. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII Nr. 10.

## WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

*Bearbeitet von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin).*

### Die österreichische Betonindustrie und der Krieg.

Der „Rundschau für Technik und Wirtschaft“ teilt über Anfrage eine der größten Firmen folgendes mit:

„Gegenwärtig ist die Eisenbetonbau-Industrie recht gut beschäftigt mit früheren noch in Ausführung begriffenen Aufträgen. Doch ist schon heute deutlich bemerkbar, daß weitere Entschlüsse zu Neubauten in den letzten Wochen wesentlich zurückgestellt wurden und zwar ist dies ja sehr begreiflich durch die Unsicherheit der politischen Verhältnisse. Wenn nicht in absehbarer Zeit eine Besserung der letzteren stattfindet, dürfte die Baulust im nächsten Jahre recht rüstringiert sein.“

## MARKTBERICHTE.

### Die Bautätigkeit.

Das Baugewerbe schneidet in diesem Jahre schlechter ab als alle anderen Betriebszweige; die letzte Zeit bot ganz das gleiche trübe Bild, von dem den Frühling und Sommer hindurch immer wieder berichtet worden war. Seit das nasse und kalte Wetter begonnen hat, ist von einer Inangriffnahme neuer Bauten schon gar nichts mehr zu spüren. Man fragt sich mit großer Besorgnis, wie die Bauarbeiterschaft bei der zu erwartenden großen Arbeitslosigkeit diesmal durch den Winter kommen soll; die Lage ist um so kritischer, weil sich der Andrang auf dem deutschen Arbeitsmarkt schon wieder über Erwarten stark verschärft hat und weil daher das Unterkommen in anderer Beschäftigung großen Schwierigkeiten begegnet. Die andere ebenso wichtige Frage ist die nach der voraussichtlichen Lage des Baugewerbes bei Saisonbeginn im Frühling. Nach einer Hinsicht erscheinen die Aussichten allerdings schon jetzt sehr günstig: die Unsicherheit des Baumarktes und vor allem des Baugeldmarktes hat vorläufig zahlreiche Privatpersonen veranlaßt, Neubauten noch zurückzustellen; gleichzeitig stand die Industrie von der Erweiterung ihrer Anlagen an vielen Plätzen noch ab. Besonders aus diesem letzteren Grunde erscheint eine gute Beschäftigung dem Baugewerbe wenigstens für einige Monate nach Saisonbeginn gesichert. Vornehmlich gilt das für die größeren Städte; auf dem

platten Land war die Baulust im allgemeinen auch im laufenden Jahre nicht geringer als in den Vorjahren. In einer größeren Anzahl von Städten hat sich überdies, je weiter das Jahr vorschritt, ein größerer Wohnungsmangel gezeigt, so daß man hier mit einer Neubelebung des Baumarktes im Frühjahr wohl rechnen darf. Das darf, um einige Plätze zu nennen, vor allem für Cassel, Dresden, Hannover, Königsberg, Posen und Straßburg gesagt werden. An den Bauarbeiterverbänden läge es, rechtzeitig für einen Ausgleich zu sorgen und das Angebot in solchen Orten zu vermindern, wo der Wohnungsvorrat reichlich ist und die Bautätigkeit sich gleichwohl im letzten und vorletzten Jahr sehr stark entwickelte. In die letztere Rubrik fallen vornehmlich einige Vororte von Berlin, wie Wilmersdorf, sodann Hamburg, Essen, Düsseldorf u. a. Was die Bautätigkeit in den einzelnen Gegenden des Reiches während der letzten Zeit angeht, so lagen die Verhältnisse in Bayern immer noch geradezu trostlos; in Regensburg z. B. war Anfang Oktober ein volles Viertel der Bauarbeiterschaft gezwungen zu feiern, und in München wurden um die gleiche Zeit 15,5% Unbeschäftigte im Baugewerbe gezählt. Auch in Nürnberg ging der Prozentsatz der Arbeitslosen beträchtlich über 10% hinaus und blieb gleichzeitig in Würzburg und Augsburg nur wenig darunter zurück. Um gleich einige Großstädte in anderen Teilen des Reiches anzufügen, wo die Depression zu Beginn des vierten Quartals besonders heftig zu verspüren war, so wurden aus der Reichshauptstadt 16,2% Bauarbeiter gemeldet, die wegen Arbeitsmangels feierten. In Hamburg stellte sich der Anteil der Arbeitslosen in der Bauarbeiterschaft auf 11,7%, 9,1% Arbeitslose in Kiel und 7,1% in Bremen beweisen überhaupt, daß die Bautätigkeit an den Nordküsten des Reichs im Spätsommer scharf und plötzlich zurückging. Das muß auch für die Provinz Sachsen gesagt werden, wo für Ende September vor allem in Erfurt, Halle und Magdeburg unbefriedigend hohe Sätze von Bauarbeitern beschäftigungslos gezählt wurden. In Halle errechnete sich der Grad der Beschäftigungslosigkeit auf 14,6%. Als Gebiete, in denen nach wie vor sehr lebhaft gebaut wurde, seien demgegenüber das Königreich Sachsen und Thüringen genannt, wozu sich einige Städte in Baden und Württemberg gesellen. Auch in Hessen-Nassau war der Beschäftigungsgrad im Baugewerbe noch als günstig anzusprechen. Das gleiche gilt für die Rheinprovinz, wo Barmen-Elberfeld mit 5,6% und Düsseldorf sogar mit 11,5% doch nur die Ausnahmen darstellten. Besonders rege war die Bautätigkeit schließlich noch in der Provinz Westfalen, dem sich im Osten die Provinz Pommern anschließt. Aber es sei nochmals hervorgehoben, daß auch in diesen Gegenden die Arbeitslosigkeit im Baugewerbe über die Beschäftigungslosigkeit in anderen Zweigen scharf hinausging.

**Preisentwicklung am Stabeisenmarkte im Jahre 1911 und 1912.**

	1911	1912
	M/t	M/t
Januar . . . . .	113,50	111,—
Februar . . . . .	113,50	111,—
März . . . . .	107,50	113,50
April . . . . .	107,50	117,50
Mai . . . . .	105,—	120,—
Juni . . . . .	102,50	120,—
Juli . . . . .	100,50	120,25
August . . . . .	102,50	122,50
September . . . . .	102,50	124,—
Oktober . . . . .	102,50	124,—
November . . . . .	104,50	
Dezember . . . . .	109,—	

**Stabeisenpreise.**

Wiederholt verlautete in der letzten Zeit von Preisabschwächungen, die am heimischen und am internationalen Eisenmarkt eingetreten seien. Wenn auch diese Meldungen im allgemeinen richtig waren, so darf man doch bei der Beurteilung der augenblicklichen Lage nicht übersehen, daß unsere Eisen- und Stahlwerke im Vergleich mit dem Vorjahre zurzeit noch recht stattliche Mehrerlöse erzielen. Das zeigt wieder einmal die von einer deutschen Eisenbahnbehörde veranstaltete Submission. Die Sächsischen Staatsbahnen in Dresden vergaben nämlich die Lieferung des Jahresbedarfs von 800 t Stab- und Bandeisen im Verdingungswege und erhielten hierbei unter zahlreicher Beteiligung von Werken und Händlern im Vergleich mit dem Vorjahre die nachstehenden Mindestangebote:

	Submission von 1911	Submission von 1912
	M. pro To.	M. pro To.
<b>Schweißstabeisen in Nieteisengüte</b>		
Rundeisen . . . . .	155,00—161,60	173—187,40
Quadrasteisen . . . . .	163,20—168,50	185—187,00
<b>in Hufstabs Güte</b>		
Rund- u. Quadrasteisen	142,50—145,00	165—168,00
<b>Schweiß- oder Flußstabeisen in Handels Güte</b>		
Rundeisen . . . . .	122,50—122,70	140—141,00
Flacheisen . . . . .	132,50—136,00	150—151,50
Winkelisen . . . . .	122,50—142,50	144—164,00
<b>Flußstabeisen in Nieteisengüte</b>		
Rundeisen . . . . .	126,50—128,50	146—146,50
Quadrat- u. Flacheisen	131,00—132,50	149—152,50
<b>Bandeisen . . . . .</b>	<b>130,00—181,50</b>	<b>147—194,50</b>

Die erheblichen Spannungen, die die Mindestangebote bei der gleichen Submission aufzuweisen haben, wie beispielsweise Bandeisen bei der Submission von 1911, von 130—181,50 M., erklären sich aus den geforderten Besonderheiten. Dagegen zeigt die Spannung, die zwischen den Submissionsergebnissen des Jahres 1912 und 1911 besteht, wie stark sich innerhalb Jahresfrist die Preislage nach oben verschoben hat. Daß wir es bei dieser Submission nicht mit einer Sondererscheinung zu tun haben, erhellt daraus, daß auch die wesentlich bedeutendere Stab-

eisenverdingung der Eisenbahndirektion Köln kürzlich im Vergleich mit dem Vorjahre ganz wesentlich höhere Angebote zu verzeichnen hatte.

**Steigende Gewinne der Zementfabriken.**

Die Zementindustrie hat anscheinend die starke Depression, die sie der übermäßigen Kapitalzufuhr und dem damit verbundenen zügellosen Konkurrenzkampfe verdankte, im allgemeinen überwunden. In höchster Not haben die Zementhersteller in fast allen Teilen Deutschlands Preiskonventionen und Kartelle zustande gebracht und damit nicht nur die Grundlage für eine größere Stabilität des Inlandsmarktes geschaffen, sondern auch ihre Konkurrenzfähigkeit am Weltmarkt beträchtlich gesteigert. Sehr zustatten kam den Zementfabriken der überaus lebhafte Geschäftsgang im Tiefbau und die neuerdings wieder kräftig wachsende Ausbreitung des Betonbaus. Die ungünstige Einwirkung des schlechten Geschäftsganges im Hochbau wurde durch diese Faktoren reichlich ausgeglichen. Die Dividendenergebnisse der Aktiengesellschaften der Zementindustrie haben sich in letzter Zeit sehr gebessert. In den Monaten Januar bis September 1912 haben insgesamt 69 Zementfabriken ihre Bilanzen für das abgelaufene Geschäftsjahr so veröffentlicht, daß ein Vergleich der in den beiden letzten Jahren erzielten Dividenden möglich ist. Das gesamte Aktienkapital dieser Gesellschaften ist im Jahre 1911/12 von 144,74 auf 145,51 Millionen Mark erhöht worden. Die Summe der verteilten Dividende stieg gleichzeitig von 6,08 auf 8,08 Millionen Mark. Das entspricht einer durchschnittlichen Steigerung des Dividendenertrags von 4,2 auf 5,6%. Die Bewegung der Abschreibungen läßt sich bei 68 Zementfabriken verfolgen. Diese repräsentierten am Schlusse des letzten Geschäftsjahres ein Aktienkapital von 146,09 gegen 145,32 Millionen Mark im Vorjahre. Die Summe der Abschreibungen ist von 9,26 auf 11,04 Millionen Mark gestiegen. Für einen Vergleich von Reingewinn und Verlusten lassen sich die Bilanzen von 75 Aktiengesellschaften werten, die über ein Nominalkapital von zusammen 149,59 Millionen Mark verfügen. Nachstehende Zusammenstellung veranschaulicht die Entwicklung der Geschäftsergebnisse in den letzten beiden Jahren:

Jahr	Zahl der Gesellschaften	Aktienkapital	Reingewinn bzw. Verluste
		in Millionen Mark	
1910/11 . .	59	127,65	+ 12,20
	16	21,95	— 6,59
1911/12 . .	62	131,01	+ 15,58
	13	18,58	— 5,53

Sowohl die Zahl der verlustbringenden Gesellschaften wie die Höhe der Gesamtverluste haben im letzten Jahre eine Verminderung erfahren. Der Gewinnvertrag ist jedoch recht erheblich gewachsen. Der Reingewinnüberschuß stellte sich bei den genannten 75 vergleichbaren Aktiengesellschaften auf 10,06 gegen 5,60 Millionen Mark im Vorjahre. In Prozenten des jeweiligen Aktienkapitals ergibt sich hieraus eine Steigerung von 3,7 auf 6,7%.

**GESCHÄFTSBERICHTE.****Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau.**

Im laufenden Geschäftsjahre, welches am 1. Februar d. Js. begonnen hat, wird der Umsatz den vorjährigen übersteigen, und demnach dürfte auch die Dividende auf das um 500 000 M erhöhte Aktienkapital die vorjährige

(10%) erreichen. Die vorliegenden Aufträge betragen 14 200 000 M, das sind 1 100 000 M mehr als in derselben Zeitperiode des Vorjahres.

Der Krieg im Orient berührt die Gesellschaft nicht, da sie dorthin weder exportiert noch mit Bauausführungen daselbst beschäftigt ist.

Die schlechten Verhältnisse auf dem Grundstück- und Hypothekenmarkte treffen die Gesellschaft nicht, da sie nur für fremde Rechnung arbeitet und keine Grundstück- und Terraingeschäfte macht.

Die Auftraggeber sind — wie in den früheren Berichten wiederholt festgestellt ist — meistens Behörden, große industrielle Werke und angesehene Baugeschäfte, mit denen fortlaufende Verbindung unterhalten wird. Das Arbeitsgebiet ist fast ausschließlich Deutschland.

Das Aktienkapital beträgt  $2\frac{1}{2}$  Millionen Mark, während die ausgewiesenen Reserven sich einschließlich Vortrag zurzeit auf rd.  $1\frac{1}{4}$  Million Mark belaufen.

## STATISTIK.

### Aus der Eisenindustrie.

Die deutsche Eisenindustrie wies im vergangenen Jahre in allen ihren Zweigen eine bedeutende Absatzsteigerung auf. Mit 15 535 112 t erreichte die Roheisenerzeugung ihren höchsten Stand und überstieg die des Jahres 1910 um 741 787 t oder 5,01 %.

Noch stärker als in der Roheisenerzeugung war die Zunahme in der Stahlerzeugung. Die Produktion betrug 1911 in A-Produkten 5 815 491 t und in B-Produkten 6 457 332 t; in beiden zeigte sich gegen das Vorjahr eine Zunahme der Stahlproduktion von 10,9 %. Während seit 1908 der Versand von B-Produkten prozentuell stets mehr zunahm, als jener der A-Produkte, ist im vergangenen Jahre die Zunahme der A- und B-Produkte prozentuell ganz gleich. Da die Vermehrung der B-Produkte namentlich durch den Stabeisenbedarf der Betonindustrie hervorgerufen wurde, so schreibt man in Kreisen der Eisenindustrie den Ziffern des letzten Jahres große Bedeutung zu, und viele glauben annehmen zu dürfen, daß sich wieder ein Umschwung zugunsten der A-Artikel vorbereite, d. h. daß das Formeisen den Eisenbeton zum Teil wieder verdrängen werde.

Über die Entwicklung der Stabeisenproduktion gibt die nachstehende Tabelle Aufschluß:

Jahr	Versand in Tonnen
1907 . . . . .	2 541 564
1908 . . . . .	2 601 259
1909 . . . . .	2 903 411
1910 . . . . .	3 376 130
1911 . . . . .	3 709 697

Dagegen betrug die Trägerproduktion nur

im Jahre	Tonnen
1907 . . . . .	1 698 875
1908 . . . . .	1 302 924
1909 . . . . .	1 614 702
1910 . . . . .	1 804 811
1911 . . . . .	1 983 660

An Stabeisen wurden ausgeführt im Jahre 1910 668 400 t oder 19,8 % des Versandes und im Jahre 1911 781 024 t oder 21,1 % des Versandes.

Der Eisenverbrauch Deutschlands stieg von 135,4 kg im Jahre 1910 auf 136,87 kg auf den Kopf der Bevölkerung.

## Verein Beratender Ingenieure.

Am 18. und 19. November 1912 tagte in Berlin die 9. ordentliche Generalversammlung des Vereins Beratender Ingenieure e. V. unter dem Vorsitz von Dr. R. Blochmann, Kiel. Der im Jahre 1903 als „Verein Beratender Ingenieure für Elektrotechnik“ gegründete Verein, welcher seit dem Jahre 1911 auf unabhängige Beratende Ingenieure aller Fachrichtungen ausgedehnt wurde und seitdem den obigen Namen führt, zählt gegenwärtig 45 ordentliche und 8 außerordentliche Mitglieder. Nach Erledigung einiger geschäftlicher Angelegenheiten hielt Herr K. Perlewitz, Berlin, einen Vortrag über „die Beratenden Ingenieure im Auslande, ihre Organisationen und ihre Gebührensätze“; im Anschluß daran berichtete Herr Dipl.-Ing. A. Schlomann, München, über „die Aussichten der Betätigung der Beratenden Ingenieure auf technisch-wirtschaftlichen Gebieten“. In der sich an diese Vorträge anschließenden Diskussion wurde u. a. auf die Zweckmäßigkeit einer Vertiefung der Beziehungen zwischen dem deutschen Verein und ausländischen Vereinigungen Beratender Ingenieure hingewiesen.

Eingehend besprochen wurden die Mißstände, welche sich aus dem unzulässigen Wettbewerb durch die Dampfkesselrevisionsvereine, durch landwirtschaftliche Organisationen, durch Beamte, wie z. B. Elektrizitätswerk-leiter, nicht unabhängige Zivilingenieure, ergeben haben. In dieser und anderer Hinsicht wurde ein Zusammenarbeiten mit deutschen Fachvereinen gleicher und ähnlicher Ziele beschlossen. Beschlossen wurde so z. B. der Beitritt zum Verein gegen das Bestechungswesen in Berlin.

Die vom Verein früher aufgestellte Gebührenordnung soll unter Berücksichtigung der Maßnahmen des Verbandes der Architekten- und Ingenieur-Vereine und des Vereins Deutscher Ingenieure einer Neubearbeitung unterzogen werden. Ebenso wurde beschlossen, Leitsätze für einen Ehrenkodex, wie ihn die englische und die amerikanischen Vereinigungen Beratender Ingenieure bereits besitzen, aufzustellen und alle Mitglieder darauf zu verpflichten.

Das zehnjährige Stiftungsfest soll Anfang Oktober 1913 im Anschluß an die 10. Generalversammlung gefeiert werden. Der Verein hat seinen Mitgliedern empfohlen, ihre Zugehörigkeit zum Verein durch den Zusatz der Buchstaben V. B. I. hinter der Bezeichnung Beratender Ingenieur zu kennzeichnen, wie dies in ähnlicher Weise vom Bund Deutscher Architekten (B. D. A.) und auch seitens der englischen Vereine gehandhabt wird. — Die Wahl des Vorstandes ergab: Dr. R. Blochmann, Kiel (Vorsitzender), R. Kießwetter, Königsberg i. Pr., O. Kirstein, Dr. H. Lux und K. Perlewitz, Berlin und Dr. W. Siebert, Altona. Die Geschäftsstelle befindet sich in Berlin W. 15, Düsseldorf Str. 13.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Der Anmeldetermin für die Ausstellung auf der Internationalen Bauausstellung Leipzig 1913 verlängert.

Wie uns die Geschäftsleitung der Internationalen Bauausstellung mitteilt, ist der Anmeldetermin für private Aussteller auf der Bauausstellung, dessen Schluß ursprünglich

auf den 1. Oktober festgesetzt war, bis zum 1. Januar 1913 verlängert worden. Hiermit wird den Firmen, die eine Beteiligung auf der Ausstellung in Aussicht genommen, die Anmeldung aber bisher versäumt haben, Gelegenheit geboten, sich noch nachträglich einen Platz auf der Ausstellung zu sichern.

## MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

### Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 34c. St. 17 093. Schlagkopf für Eisenbetonrammpfähle; Zus. z. Pat. 243 682. J. Stulemeyer, Teteringen, Holl. Vertr.: C. G. Gsell, Pat.-Anw., Berlin. 4. 3. 12.
- 37e. G. 34 320. Formrinne zur Herstellung von Balken aus Eisenbeton mit ineinander geführten und verschiebbaren Rinnenteilen. Andrea Ghira, Triest; Vertr.: P. Brögelmann, Pat.-Anw., Berlin W. 66. 18. 5. 11.
- 37a. 527 684. Aufrollbarer Eisenbeton-Putzträger für Decken, Wände u. dgl. Emil Heinrich Pilz, Crosta, Post Crosta-Lomske. 7. 10. 12. P. 22 279.
- 37a. 527 712. Zwischen I-Trägern angeordnete Betondecke aus eisenarmierten Zementdielen mit Unterdecke. A. Hammer, Dortmund, Oesterholzstr. 118. 9. 8. 12. H. 57 062.
- 37a. 527 717. Hohlsteinbetondecke. Schiller & Dupke, G. m. b. H., Berlin. 7. 9. 12. Sch. 45 364.
- 37a. W. 38 183. Rippenhohldecke zwischen Eisenbetonunterzügen mit ebener Deckunterfläche. Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. Haardt. 30. 9. 11.
- 37b. 528 241. Betonbalken mit ausladendem Steg. Bruno Herzog, Meißen a. Elbe. 12. 10. 12. H. 57 962
- 37b. 528 931. Betonbalken mit ausladendem Steg. Bruno Herzog, Meißen a. d. Elbe. 12. 10. 12. H. 57 961.
- 63b. 529 836. Fußtritt aus Eisenbeton für Fahrzeuge aller Art. Hermann Kunz, Dresden, Siebenlehnerstraße 20. 23. 10. 12. K. 55 343.
- 37b. 529 867. Betonbalken. Bruno Herzog, Meißen. 13. 8. 12. H. 57 108.
- 37b. 529 477. Betonformstein für Hohlmauern. Luise Winkler. Kiesenbach, Post Albruck, Baden. 30. 8. 12. W. 37 681.
- 37b. 529 478. Betonformstein für Hohlmauern. Luise Winkler. Kiesenbach, Post Albruck, Baden. 30. 8. 12. W. 38 038.
- 37b. 529 295. In Betondecken eingebettete, nach außen geöffnete Hohlleiste, zum Unterbringen von Befestigungsstangen. Johann Böhm, Bonn, Coblenzerstr. 8. 22. 10. 12. B. 60 510.
- 37b. 529 296. Röhrenförmiger Betonbalken mit breiter Auflagerplatte sowie einer nach oben von der Mitte nach den Enden abflachenden Rippe. Oskar Gerstenberger, Freiberg i. S. 22. 10. 12. G. 31 683.
- 37b. 529 373. Eisenbetonträger mit lastübertragenden, seitlichen Auskragungen, welche gleichzeitig eine Verbindung der einzelnen Träger untereinander bewirken. Friedrich Schmeling, Gnesen. 23. 10. 12. Sch. 45 812.
- 37a. 529 365. In Betondecken eingebettete Holzleiste, welche mit Asphaltpappe umwickelt ist. Johann Böhm, Bonn, Coblenzerstr. 8. 23. 10. 12. B. 60 525.
- 37a. 529 484. Armierte Decke. Marius Dombald, Payern, Schweiz.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Theorie der Pfahlgründungen. Von Ingenieur Richard Kafka. Mit 19 Textfiguren. Berlin, Verlag von Julius Springer. 1912. 8°. III. u. 71 Seiten Text. Preis M. 3,—.

Die theoretische Behandlung der Pfahlgründungen macht gewisse, von der Wirklichkeit sich mehr oder minder entfernende Annahmen notwendig. So setzt auch der Verfasser voraus, daß

1. das Erdreich homogen und gewichtslos sei;
2. der Pfahl durch eine ruhende Last so beansprucht werde, daß diese unmittelbar und zentrisch auf den Pfahl wirke;
3. der Pfahlbaustoff eine genügende Festigkeit habe, und daß endlich
4. der im Erdreich während der Rammung eingetretene Spannungsüberschuß nach bewirkter Rammung vollkommen verschwinde.

Es werden nun nacheinander untersucht der Einfluß der Pfahlform auf die Tragfähigkeit, auf die Setzungen und auf die Wirtschaftlichkeit der Gründung. Daran schließt sich als Hauptteil die Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen sowohl nach der statischen als auch nach der dynamischen Methode.

Die Abhandlung gibt ein gutes Bild von dem auf diesem Gebiete durch Versuche und Theorien bisher Erreichten. Vermißt haben wir die sehr wichtigen Belastungsversuche von Lentz, Der neue Hafen in Cuxhaven, Zeitschr. f. Bauw. 1898.

Die klar und lebendig geschriebene und vortrefflich ausgestattete Abhandlung wird die Erkenntnis bestätigen, daß nur der Versuch mit ruhender Belastung zu praktisch brauchbaren Grundlagen führen kann.

Prof. H. Engels.

Güldners Kalender für Betriebsleitung und praktischen Maschinenbau 1913. Hand- und Hilfsbuch für Besitzer und Leiter maschineller Anlagen, Betriebsbeamte, Techniker, Monteure und solche, die es werden wollen. Begründet von Hugo Güldner, unter Mitwirkung erfahrener Betriebsleiter herausgegeben von Ingenieur Alfred Freund (Leipzig). I. Teil (für den Arbeitstisch): XV und 718 Seiten; II. Teil (für die Tasche): XX u. 54 Textseiten nebst zahlreichen Notizblättern usw., mit insgesamt 500 Textabbildungen. XXI. Jahrgang. Verlag von H. A. Ludwig Degener, Leipzig. Preis M. 3,—, in Leder gebd. M. 5,—.

Wir müssen dem Herausgeber beistimmen, wenn er im Vorwort sagt: „Mancher Freund des „Güldner“ wird durch den neuen Jahrgang überrascht werden —, und zwar allerdings in gutem Sinne. Wie bei einem industriellen Unternehmen jahrelanger Auf- und Ausbau schließlich zu dem Bedürfnis führt, dem Werk einmal ein neues Gebäude und eine fruchtbarere Organisation zu geben, neuen Raum und neue Raumteilung zu schaffen, so erforderte auch der „Güldner“ einmal einen Eingriff in die bisherige Einteilung, um neue Entwicklungsmöglichkeiten herbeizuführen. Die Hilfswissenschaften sind an die Spitze gesetzt worden. Auf ihnen baut sich alles andere sachgemäß auf: Stoffkunde, Maschinenteile, Maschinen usw. Ein Sachverzeichnis ist zum ersten Male diesem Jahrgange beigelegt worden; es muß als eine wertvolle Ergänzung bezeichnet werden. Auch das Gebiet „Eisen“ ist wesentlich eingehender behandelt als bisher. Papier, Druck und Bilder sind gut, stören wirken nur die vielen Propagandadurchschießungen. Die Einbände sind, wie die Form, recht praktisch; überhaupt ist die ganze Ausstattung recht ansprechend. Wir können Interessenten daher den Kalender empfehlen.

Prof. M. Buhle (Dresden).



Das kleine Kalksandsteinbuch, herausgegeben vom Verein der Kalksandsteinfabrikanten, erschienen in dessen Selbstverlage. Berlin 1912.

Der kleine Leitfaden gestattet es, sich in kurzer Zeit über das Wesen, die Herstellung, Verwendung, die Eigenschaften und endlich den technischen wie künstlerischen Wert der Kalksandsteine ein Urteil zu bilden und wird sicher dazu beitragen, diesem bestens bewährten Material weitere Verwendungstellen zu erschließen. Bei Beschreibung der wertvollsten Eigenschaften der Kalksandsteine, namentlich ihrer Festigkeitsverhältnisse, ferner der Wasseraufnahme und -abgabe, der Wetter- und Feuerbeständigkeit sind zugleich die Ergebnisse staatlicher Prüfungen und Begutachtungen des Materials angefügt. Besonders ausführlich ist auf die Verwendung der Steine in den verschiedensten Gebieten des Bauwesens eingegangen und ihre Bewährung unter den mannigfachsten Verhältnissen durch wohlgelungene Ausführungen belegt.

Allen Fachkollegen sei das handliche, gut ausgestattete, sehr billige (0.50 M) und übersichtliche Taschenbuch zum eingehenden Studium bestens empfohlen.

Prof. M. Foerster (Dresden).

Das neue Versicherungs-Gesetz für Angestellte vom 20. Dezember 1911. Gesetzverlag L. Schwarz & Co., Berlin S. 14., Dresdenerstr. 80. Taschenformat. Preis broschiert M 1,10, gebunden M 1,35.

Das oben genannte Gesetz bildet eine Ergänzung zur Invaliden- und Hinterbliebenenversicherung und umfaßt die Personen, welche zum Teil schon unter die Invalidenversicherung fallen, aber im Einkommen höher als die eigentlichen Arbeiter stehen. Versicherungspflichtig sind hiernach vom vollendeten 16. Lebensjahr an alle Angestellten in leitender Stellung, Betriebsbeamte, Werkmeister und andere Angestellte in ähnlich gehobener oder höherer Stellung, Handlungsgehilfen, Bureauangestellte usw., deren Jahresarbeitsverdienst 5000 M (bei der Invalidenversicherung 2000 M) nicht übersteigt. Für die Angestellten, die bereits invalidenversicherungspflichtig sind, tritt also Doppelversicherung ein. Gegenstand der Versicherung sind Ruhegeld und Hinterbliebenenrenten, bestehend in Witwenrenten und Waisenrenten für die Kinder unter 18 Jahren. Das Gesetz zieht sowohl Arbeitgeber wie Arbeitnehmer zur Mitwirkung und Beitragsleistung heran, daher sollte jeder Arbeitgeber und Angestellte, der über seine Rechte und Pflichten im klaren sein will, sich mit dem obigen Gesetze eingehend vertraut machen.

## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Joseph Ant. Spitzer, Ing. Mitteilungen über Versuche. Heft 3: Versuche mit Eisenbetonsäulen. Mit 300 Abbildungen und 34 Tabellen. Verlag von Franz Deuticke, Leipzig und Wien 1912.

Dr. techn. Otto Seyller, Die Hänge- und Sprengwerke und ihre Einflußlinien. Mit 31 Abbildungen im Text und 32 Tafeln. Leoben 1913. Ludwig Näßler. K. k. montanistische Hochschul-Buchhandlung. Inhaber: Alfred Riedel.

Dr.-Ing. Th. Pöschl und Dr.-Ing. K. v. Terzaghi, Berechnung von Behältern nach neueren analytischen und graphischen Methoden. Mit 34 Textfiguren. Preis M. 3.—. Verlag von Julius Springer, Berlin W. 9, Link-Str. 24. Berlin 1913.

Dr.-Ing. W. Pilgrim, Berechnung von Rahmenkonstruktionen mit mehreren Mittelstützen. Mit 30 Textabbildungen. C. W. Kreidels Verlag, Wiesbaden 1912.

Professor L. Landmann, Formeln und Tabellen zur Berechnung von Platten und Plattenbalken mit doppelter und einfacher Armierung. C. W. Kreidels Verlag Wiesbaden 1912.

Danzigs Handel und Industrie. Herausgegeben von der Danziger Verkehrszentrale. Ladenpreis 75 Pfg. Verlag von John & Rosenberg, Danzig 1912.

Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Eisenbeton-Ausschuß. Bericht erstattet von: Joseph Ant. Spitzer, Wien. III. Heft. Mit 300 Abbildungen und 34 Tabellen. Preis M. 10,—. Verlag: Franz Deuticke. 1912. Leipzig und Wien.

## Neue Kalender.

Deutscher Baukalender (3 Teile). 46. Jahrgang 1913. Teil I: Taschenbuch, Teil II: Nachschlagebuch, Teil III: Skizzenbuch. Preis M. 4,—.

## BERICHTIGUNG.

Die Risorgimento-Brücke über den Tiber in Rom. Von Dr.-Ing. H. Marcus.

S. 344, Tabelle 4:  $\sum \frac{s \cdot J_k}{F} = 1357,28 \frac{m^3}{m^2}$ , statt  $m^2$ ;

S. 379, Tabelle 8a, Spalte 6:  $\frac{X_b}{p}$ , statt  $X_b : p$ ;

S. 419, 8. Zeile links:  $p = 3,3 \cdot 0,62 = 2,046$ , und nicht  $p = 3,3 \cdot 6,2 = 2,046$ .

Bei dieser Gelegenheit sei erwähnt, daß Herr Professor Ing. Carlo Parvopassu aus Padua, der als beratender Ingenieur für die Stadt Rom gewirkt hat, Gelegenheit nehmen wird, sich über das Projekt in einer der nächsten Nummern der Zeitschrift zu äußern.

## NACHTRAG

zu meinem Aufsatz „Diatomeenerde eine Puzzolane?“ in Heft 11 des „Armierten Beton“.

Nach einer eingehenden Nachforschung über die Herkunft bzw. die Bildung des Wortes Diatomeenerde finde ich den Ursprung aus dem Griechischen nach *διάτομος* (geteilt, zerschnitten) zutreffender, als wie meine erste Annahme, daß diese Kieselerde nach dem in ihr enthaltenen Farbstoff Diatomin so benannt sei. Die scharfsinnige Herleitung nach *διάτομος* bzw. *διατμήνω* (durchschnitten) stellt den alten Griechen übrigens ein vorzügliches Zeugnis für die hohe Gründlichkeit ihrer Wortbildung aus und dürfte daher allgemeiner interessieren. Mit Diatomeen bzw. Diatomaceae soll nämlich der ursächliche Zusammenhang mit diesen niedrigsten pflanzlichen Organismen erklärt werden, die sich durch einfache Bildung einer Scheidewand in der Einzelle, deren zwei Hälften dann ihrerseits wieder nach kurzer Zeit propagabel sind, weiterhin vermehren.

Andernach, im November 1912.

Dr.-Ing. Anton Hambloch.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.